

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение
высшего образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Инженерно-строительный институт

Строительные материалы и технологии строительства
кафедра

УТВЕРЖДАЮ
Заведующий кафедрой


Г.В. Игнатьев
подпись инициалы, фамилия

«28» 06 2017 г.

БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

в виде

работы

проекта, работы

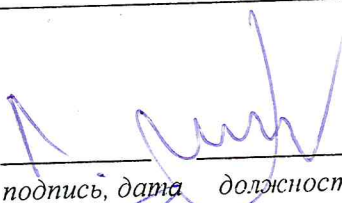
08.03.01 «Строительство»

код, наименование направления

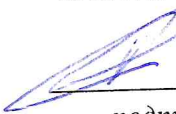
МРЭО ГИБДД в г. Красноярске

тема

Руководитель


подпись, дата должность, ученая степень инициалы, фамилия

Выпускник


подпись, дата

Полухин К.А.
инициалы, фамилия

Красноярск 2017

Продолжение титульного листа БР по теме _____

МРЭО ГИБДД в : Красноярске

Консультанты по
разделам:

архитектурно-строительный
наименование раздела

Куз-
подпись, дата

В. В. Козакто
инициалы, фамилия

расчетно-конструктивный

14 07.06.12
подпись, дата

Н.И. Лях
инициалы, фамилия

фундаменты

12.05.12
подпись, дата

О.М. Преснов
инициалы, фамилия

технология строит. производства

подпись, дата

И.И. Матвеев
инициалы, фамилия

организация строит. производства

подпись, дата

И.И. Матвеев
инициалы, фамилия

экономика

29.06.12
подпись, дата

Н.А. Влас
инициалы, фамилия

Нормоконтролер

подпись, дата

И.И. Матвеев
инициалы, фамилия

СОДЕРЖАНИЕ

| | |
|--|----|
| ВВЕДЕНИЕ..... | 6 |
| 1 Архитектурно-строительный раздел..... | 7 |
| 1.1 Характеристика объекта строительства..... | 7 |
| 1.1.2 Характеристика места строительства | 7 |
| 1.2 Объемно-планировочное решение | 8 |
| 1.2.1 Функциональный процесс..... | 8 |
| 1.2.2 Характеристика здания..... | 9 |
| 1.3 Конструктивное решение..... | 9 |
| 1.3.1 Конструктивная схема здания | 9 |
| 1.3.2 Фундаменты..... | 10 |
| 1.3.3 Стены..... | 10 |
| 1.3.4 Перегородки..... | 11 |
| 1.3.5 Перекрытия и покрытие здания..... | 11 |
| 1.3.6 Лестницы здания | 12 |
| 1.3.7 Кровля здания..... | 13 |
| 1.3.8 Теплотехнический расчет стены | 13 |
| 1.3.8 Определение вида заполнения оконных и дверных проемов..... | 14 |
| 1.4 Внутренняя и наружная отделка здания..... | 16 |
| 1.5 Санитарно-технические и инженерное оборудование здания | 18 |
| 1.6 Противопожарные мероприятия | 18 |
| 2 Расчетно-конструктивный раздел | 19 |
| 2.1 Расчет монолитного кессонного перекрытия..... | 19 |
| 2.1.1 Компоновка перекрытия и определение расчетных пролетов для балок и плит..... | 20 |
| 2.1.2 Определение расчетной нагрузки на плиту и условное распределение нагрузки в направлениях пролетов плиты: $l_1=l_2$ | 20 |
| 2.1.3 Определение изгибающих моментов в плите | 22 |
| 2.1.4 Проверка оптимальности принятой толщины плиты | 23 |

| | | | | | | | | | | | |
|--------------|---------------|-------|--------|---------|------|----------------------------|--|--|--------|------|--------|
| | | | | | | БР-08.03.01 ПЗ | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| Изм. | Кол.уч. | Лист. | № док. | Подпись | Дата | МРЭО ГИБДД в г. Красноярск | | | Стадия | Лист | Листов |
| Разработал | Познанский К | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| Руководитель | Игнатьев Г.В. | | | | | | | | СМиТС | | |
| Н.контр. | | | | | | | | | | | |
| Зав.кафед. | Игнатьев Г В | | | | | | | | | | |

| | | |
|----------|---|----|
| 2.1.5 | Определение требуемой площади арматуры в плите..... | 23 |
| 2.1.6 | Определение равномерно распределенной нагрузки на 1 м ² | 25 |
| 2.1.7 | Определение воображаемых условных нагрузок на ребра в зависимости от их расположения в перекрытии | 26 |
| 2.1.8 | Определение изгибающих моментов в ребрах (соответствующих деформациям прогибов) | 27 |
| 2.1.9 | Определение требуемой площади продольной арматуры в ребрах .. | 28 |
| 2.1.10 | Определение диаметра и шага хомутов..... | 30 |
| 2.1.11 | Расчет балки..... | 33 |
| 2.1.11.1 | Нагрузки и статический расчет | 33 |
| 2.1.11.2 | Продольное армирование..... | 34 |
| 2.1.11.3 | Поперечное армирование..... | 36 |
| 2.2 | Расчет простенка наружной стены..... | 38 |
| 2.2.1 | Армирование простенка 1-го этажа | 38 |
| 3 | Конструирование фундаментов..... | 43 |
| 3.1 | Общие сведения | 43 |
| 3.1.1 | Геоморфология и рельеф..... | 43 |
| 3.1.2 | Геологическое строение | 44 |
| 3.1.3 | Гидрогеологические условия..... | 44 |
| 3.1.4 | Свойства грунтов | 44 |
| 3.1.5 | Коррозионные свойства грунтов..... | 46 |
| 3.2 | Проектирование ленточного фундамента | 46 |
| 3.2.1 | Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства | 46 |
| 3.2.2 | Определение глубины заложения фундамента..... | 49 |
| 3.2.3 | Определение нагрузок, действующих на фундамент и основание... | 50 |
| 3.2.4 | Определение размеров подошвы фундамента | 53 |
| 3.2.5 | Определение расчетного сопротивления грунта основания | 55 |
| 3.2.6 | Проверка условий расчета основания по деформациям | 55 |
| 3.2.7 | Проверка давления на кровлю слабого слоя | 57 |

| | |
|--|----|
| 3.2.8 Определение средней осадки основания методом послойного суммирования | 57 |
| 3.2.9 Проверка устойчивости стены из блоков ФБС на сдвиг на время производства работ | 58 |
| 3.2.10 Расчет устойчивости положения стены против сдвига производится из условия | 59 |
| 3.2.11 Конструирование ленточного фундамента | 62 |
| 3.3 Проектирование ленточного свайного фундамента | 63 |
| 3.3.1 Выбираем параметры свай | 63 |
| 3.3.2 Определение несущей способности забивной свай | 63 |
| 3.3.3 Определение количества свай на 1 погонный метр фундамента..... | 65 |
| 3.3.5 Подбор сваебойного оборудования и назначение контрольного отказа. | 68 |
| 3.4 Расчет стоимости и трудоемкости возведения ленточного и ленточного свайного фундаментов | 69 |
| 4 Технология строительного производства..... | 73 |
| 4.1 Технологическая карта | 73 |
| 4.1.1 Область применения карты..... | 73 |
| 4.2.Выбор стреловых самоходных кранов..... | 74 |
| 4.3.Калькуляция трудовых затрат и заработной платы..... | 75 |
| 4.4 Ведомость необходимого инструмента и инвентаря | 75 |
| 4.5 Ведомость необходимых машин, механизмов, оборудования..... | 75 |
| 4.6 Определение нормативной продолжительности строительства здания МРЭО ГИБДД в г. Красноярске | 75 |
| 4.7 Подготовительный период..... | 76 |
| 4.8 Организация и технология выполнения работ..... | 77 |
| 4.8.1 Подготовительные работы | 77 |
| 4.8.2 Контроль качества и приёмка работ | 81 |
| 4.8.3 Организация рабочего места каменщика | 84 |
| 4.8.4 Требования к качеству и приемке работ..... | 85 |
| 4.8.5 Монтаж плит перекрытия и покрытия..... | 86 |
| 5.Организация строительного производства..... | 88 |

| | |
|--|-----|
| 5.1 Организация строительной площадки | 88 |
| 5.2 Размещение грузоподъемного механизма на строительной площадке | 89 |
| 5.3.Определение величины опасных зон при организации строительной площадки..... | 89 |
| 5.4.Временные дороги | 90 |
| 5.5.Расчет автомобильного транспорта | 90 |
| 5.6.Расчет и подбор временных административных, хозяйственных и культурно-бытовых зданий..... | 91 |
| 5.7.Электроснабжение строительной площадки..... | 93 |
| 5.8.Водоснабжение строительной площадки | 94 |
| 5.9.Расчет приобъектных складов | 95 |
| 5.10.Мероприятия по охране труда и пожарной безопасности..... | 96 |
| 5.11.Мероприятия по охране объекта | 97 |
| 5.12.Мероприятия по охране окружающей среды и рациональному использованию природных ресурсов..... | 97 |
| 6. Экономика строительства | 98 |
| 6.1 Определение сметной стоимости строительства..... | 98 |
| 6.2 Локальный сметный расчет на определенный вид работы | 102 |
| 6.2.1 Анализ ЛСР на возведение надземной части здания | 102 |
| 6.3 Технико-экономические показатели проекта | 104 |
| ЗАКЛЮЧЕНИЕ | 105 |
| Список используемых источников..... | 107 |

ВВЕДЕНИЕ

Красноярск — город в России, крупнейший культурный, экономический, промышленный и образовательный центр Центральной и Восточной Сибири. Административный центр Красноярского края (второго по площади субъекта России) и городского округа город Красноярск. Центр Восточно-сибирского экономического района.

Основанный в 1628 году, является крупнейшим из старинных городов Сибири. Во времена «золотой лихорадки» долгое время был крупным процветающим купеческим центром Сибири. Самый восточный город-миллионер в России.

Целью бакалаврской работы является разработка и проектирование здания МРЭО ГИБДД в г. Красноярске.

Для достижения поставленной цели в бакалаврской работе решались следующие задачи:

- обоснование архитектурно-конструктивных и объёмно-планировочных решений;
- проектирование сборно-железобетонного перекрытия и разработка схемы расположения основных несущих элементов;
- разработка технологической карты на устройство надземной части здания, объектного строительного генерального плана;
- расчет предварительной стоимости строительства объекта;

Проектирование общественных зданий основывается на принципе синтеза функциональных, архитектурно-художественных, технических и экономических сторон архитектуры. Общественные здания занимают доминирующее положение в застройке, определяют композиции архитектурных ансамблей и своими архитектурно – художественными качествами активно воздействуют на сознание людей, их естественное восприятие и формирование художественного вкуса. Градостроительные и природные факторы оказывают существенное влияния на формирование архитектурного облика общественного здания. Архитектура общественных зданий воспринимается в связи с архитектурой окружающей жилой застройки и выявляется благодаря отличным композициям для этого вида зданий.

При разработке дипломного проекта были использованы СП, ГОСТы, ЕНиРы, ТЕРы, справочники. Кроме того были задействованы графическая программа «AutoCAD» с приложением «СПДС», расчётные – «SCAD» и «ГРАНД Смета», а так же «СтройКонсультант».

Предмет проектирования, его цели и задачи определили логику и структуру проекта, включающего в себя пояснительную записку, состоящую из введения, 6 глав основного текста, заключения, списка использованных источников и приложений, и графическую часть (6 листов).

1 Архитектурно-строительный раздел

1.1 Характеристика объекта строительства

Объект строительства – двухэтажное здание МРЭО ГИБДД.

Здание имеет подвал.

Вид строительства – новое.

Технико-экономические показатели объемно-планировочного решения определены в соответствии:

Рабочая площадь 1413,58 м²

Общая площадь 2694,25 м²

1.1.2 Характеристика места строительства

Место строительства – город Красноярск.

Строительно-климатический район **1В**.

Особых условий не имеется.

Расчетная температура наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 - **минус 37°C**. Расчетная максимальная температура воздуха наиболее жаркого месяца июля составляет **17.8°C**.

Продолжительность отопительного периода $Z_{от.пер.} = 233 \text{ сут.}$

Средняя температура наружного воздуха за отопительный период $t_{от.пер.} = -6,7°C$.

Таблица 1.1 - Повторяемость направления ветра составляет для января

| Румбы | С | СВ | В | ЮВ | Ю | ЮЗ | З | СЗ |
|------------------|---|----|---|----|----|----|----|----|
| Повторяемость, % | 0 | 2 | 5 | 12 | 30 | 29 | 21 | 1 |

Таблица 1.2 - Повторяемость направления ветра составляет для июля

| Румбы | С | СВ | В | ЮВ | Ю | ЮЗ | З | СЗ |
|------------------|---|----|----|----|----|----|----|----|
| Повторяемость, % | 6 | 13 | 19 | 8 | 12 | 16 | 18 | 8 |

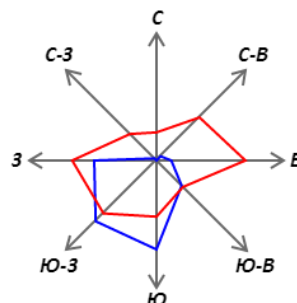


Рис. 1.1. Роза ветров

Таблица 1.3 - Средняя температура наружного воздуха по месяцам

| I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX | X | XI | XII |
|-------|-------|------|-----|-----|------|------|------|-----|-----|------|-------|
| -17,4 | -16,0 | -9,1 | 0,2 | 8,1 | 15,3 | 17,8 | 14,6 | 8,7 | 0,8 | -9,7 | -16,4 |

1.2 Объемно-планировочное решение

1.2.1 Функциональный процесс

По функциональному назначению и особенности эксплуатации проектируемого здания ГИБДД относится к специализированным общественным зданиям, группа VI – организации и учреждения управления. Основное функциональное назначение проектируемого здания-слушания административных правонарушений, а также оказания населению целого ряда юридических услуг, в виде уплаты штрафов, постановки на учет ТС.

Здание МРЭО ГИБДД представляет собой двухэтажное, отдельно стоящее здание. В центральной части первого этажа расположен холл, в котором предусмотрены: гардероб, помещение связи, предназначенное для различного рода оповещения.

В левом крыле первого этажа расположены помещения по административным правонарушениям, где посетителям помогут написать заявление, требования и передать документы для изучения своих дел сотрудникам ДПС, для которых предусмотрен ряд кабинетов в правом и левом крыле здания. Здесь же расположен архив текущих дел, предназначенный для хранения административных правонарушений и дел, находящихся в производстве. По мере закрытия дел они сдаются в архив законченных дел, расположенный в подвале. В конце крыла расположен зал для слушания административных дел.

В правом крыле первого этажа расположены кабинеты, так называемые окна, куда подаются и составляются документы для продажи \ постановки на учет ТС, а так же служебное помещение

Для связи со вторым этажом предусмотрены лестницы. В левом крыле второго этажа расположены приемная и кабинет начальника. Здесь же расположены два кабинета для заместителей начальства и их секретарей, где они производят прием граждан.

Как и на первом этаже в левом крыле расположен зал для слушания административных правонарушений, к которому примыкает свидетельская комната и совещательная комната для судей.

В левом крыле, кроме этого расположена комната ожидания и комната персонала инспекторов ДПС, где осуществляется кодирование документов перед сдачей их в архив.

В правом крыле второго этажа расположена комната секретаря судебных заседателей, связанная с кабинетом судьи, где осуществляется прием граждан по решению вопросов.

Предусмотрено помещение психологической разгрузки. В конце правого крыла находится библиотека юридической литературы, где можно ознакомиться и прочитать законодательные акты, законы и т.п.

В центральной части второго этажа расположен зал для государственного экзамена. К нему примыкает комната хранения билетов и подсобная комната. Так же рядом находится служебная комната, где расположены три кабинета и туалет.

Таким образом, количество и расположение всех помещений запроектировано согласно функциональным процессам, которые будут происходить в проектируемом здании.

1.2.2 Характеристика здания

Проектируемое здание имеет следующие размеры: длина – 39440 мм, ширина – 32840мм, высота – 15,375 м.

Высота 1 этажа – 3,3 м, высота экзаменационного зала – 9,6м, под зданием находится подвал высотой 2,55м.

Подъем людей на второй и спуск на цокольный этажи обеспечивается лестницами.

1.3 Конструктивное решение

1.3.1 Конструктивная схема здания

Конструктивное решение здания, также как и объемно-планировочное, должно быть функционально и технически целесообразным, экономическим в строительстве и эксплуатации. Кроме того, конструктивное решение должно отвечать установленным техническим требованиям (прочности, устойчивости, долговечности, пожарной безопасности, благоустройства). Конструктивное решение влияет на внешний вид здания, его интерьеры и, следовательно, является важнейшим фактором, определяющим архитектурную выразительность здания. Таким образом конструктивное решение основывается на комплексной увязке его с объемно-планировочным и архитектурно-художественным решением.

В данном проекте применяется бескаркасная схема с несущими продольными и поперечными стенами. Планировочные и конструктивные решения основываются на единой модульной системе (ЕМС), позволяющей сохранить многообразие объемно-планировочных и конструктивных элементов здания. Для создания целесообразной конструктивной схемы здания, эффективного применения конструктивных типовых элементов, упрощения монтажных работ и снижения их трудоемкости применяется группировка однотипных по геометрическим параметрам помещений (кабинет адвоката, кабинет судей, архивы т.п.) с унифицированной модульной сеткой и выделение большепролетных зальных помещений в отдельных частях здания.

1.3.2 Фундаменты

Фундаменты под здания ГИБДД запроектированы сборные ленточные из железобетонных блоков (по ГОСТ 13580-85) и бетонных стеновых блоков (по ГОСТ 13579-78*) с учетом характера несущего состава здания, характера геологических и гидрогеологических условий участка, условий района строительства, наличия местных строительных материалов и средств механизации. Основанием фундаментов служит суглинок мягкопластичный. Фундаментные блоки укладываются на предварительно утрамбованную песчаную подготовку толщиной 100 мм.

Монолитные участки между фундаментными блоками выполнить из бетона класса В15 с конструктивным армированием (арматура $\phi 16$ АIII, $\phi 8$ АIII, по ГОСТ 5781-82).

Стены подвала выполнить из бетонных блоков (ГОСТ 13579-78*) на цементном растворе марки М100; монолитные участки между блоками заполняются бетоном, класса В7,5. Глубина заполнения Фундаментов – 3,69 м.

Вертикальная гидроизоляция поверхности стен, соприкасающихся с грунтом – обмазка горячим битумом за 2 раза. Горизонтальная гидроизоляция фундаментов – цементная с жидким стеклом.

1.3.3 Стены

Наружные стены здания ГИБДД выполнены из облегченной кирпичной кладки, состоящей из наружных и внутренних верст, взаимная статическая работа которых обеспечивается вертикальными кирпичными стенками-диафрагмами шагом 1,17м; и внутреннего утепляющего слоя – тип пенополиуретан.

Наружная верста кирпичной кладки, толщиной 120 мм, а внутренняя – толщиной 380 мм из кирпича глиняного обыкновенного (ГОСТ 530-2012).

Толщина наружных стен 610 мм.

Горизонтальными связями наружной и внутренней верст является растворные диафрагмы, армированные проволоочной сеткой, устанавливаемые через пять ложковых рядов по высоте. В уровне перекрытий и перемычек поперечную связь продольных внешних стенок создают один-два ряда сплошной кладки. При этом для обеспечения связи между нагруженными и ненагруженными участками стены в горизонтальные швы кладки следует установить сварные сетки в уровне низа перекрытий. Сетки, армирующие кладку должны быть защищены от коррозии. Швы в кладке должны быть тщательно заполнены раствором. Следует тщательно защищать теплоизоляционный слой от затекания воды по периметру оконных и дверных проемов. Очередной ряд эффективного плитного утеплителя устанавливается на слой свежесушеного цементного раствора. Антисептированные деревянные пробки для крепления оконных и дверных коробок рекомендуется устанавливать во внутреннем слое кладки.

Внутренние несущие стены выполняются из сплошной кирпичной кладки, толщиной 380 мм из обыкновенного глиняного кирпича по ГОСТ 530-2012.

Проемы для окон и дверей снабжены четвертями. Четверти установлены в боковых и верхних притолоках наружных стен для обеспечения плотного не продуваемого примыкания элементов заполнения - оконных и дверных коробок. Дверные проемы во внутренних стенах устраиваются без четвертей, четверть делают посредством выступа наружного ряда кладки в сторону проема на 65 мм.

Поверху проем перекрывается сборными железобетонными перемычками по ГОСТ 948-84 серия 1.038.1-1. В несущих стенах применяются усиленные перемычки с преднапряженной арматурой Ат-V (выпуск 8).

1.3.4 Перегородки

В здании запроектированы кирпичные перегородки из глиняного обычного кирпича КР-р-по (КР-л-по) 250 120 65/1НФ/200/2,0/50/, плотностью $\gamma=1800 \text{ кг/м}^3$ по ГОСТ 530-2012, толщиной $\frac{1}{2}$ кирпича. Кладку перегородок камер для подсудимых, $\frac{1}{2}$ кирпича армировать сеткой ф6 А-I через 5 рядов. Перегородки должны опираться непосредственно на несущую конструкцию перекрытий, а не на чистый пол. Боковые и верхние слоя перегородок для обеспечения их устойчивости и прочности надежно крепят к стенам и потолку при помощи ершей или специальных оцинкованных скоб из полосовой стали, заводимых в швы между сборными элементами перекрытий и стен. Примыкания к потолкам и стенам необходимо заделывать очень плотно и тщательно, с конопаткой в глубине швов и с расшивкой его с обеих сторон гипсовым раствором.

1.3.5 Перекрытия и покрытие здания.

Перекрытие должно быть прочным, т.е. выдерживать действующие на него постоянные и временные нагрузки, включая собственный вес. Не достаточно жесткое перекрытие создает под влиянием временной нагрузки значительные прогибы. Исходя из этих требований, в качестве несущих конструкций перекрытий применены железобетонные изделия заводского изготовления – многопустотные панели с крупными пустотами, толщиной 220 мм. В экзаменационном зале перекрытия – монолитные кессонные часторебристые, а покрытие из арматурных элементов. Многопустотные панели перекрытия укладываются на слой раствора М 100. Для обеспечения совместной работы смежных панелей под нагрузкой и для улучшения звукоизоляции перекрытия швы между панелями, а также швы в местах примыкания панелей к стенам, очистить от строительного мусора и тщательно

залить цементным раствором марки М 100. Монолитные участки выполнить из бетона класса В 15.

Отверстия в панелях перекрытий для пропусков стояков отопления выполняются путем сверления по месту специальными сверлами, не нарушая несущих ребер панелей, с последующей заделкой их цементным раствором.

После установки панелей проектное положение, они скрепляются между собой, а торцовые между собой, анкерами из арматурной проволоки для образования жесткого горизонтального диска. При укладке панелей следить за тем, чтобы была обеспечена минимальная площадка опирания и чтобы не были закрыты вентиляционные каналы.

В экзаменационном зале перекрытие монолитное часторебристое кессонное, опертые по контуру на стены, на 160 мм.

Плиты имеют закладные детали, через которые ведется распределение усилий между верхними поясами конструкции, раскосами и нижними поясами. Электроосветительные приборы расположены по нижним поясам покрытия из армоцементных элементов – оранжированный. Сохраняя все основные преимущества конструкций стержневой структуры, таких, как заводское изготовление и конвейерная сборка, возможность устройства плоской кровли с малой строительной высотой, плиты пластинчатой структуры создают выразительный интерьер в зале, причем все коммуникации оказываются скрытыми за гранями конструкции. Большое преимущество этой конструкции заключается в том, что при применении ее в зальном помещении не требуется устройство подвесного потолка. Кроме того, покрытие из армоцементных элементов обладают повышенной огнестойкостью.

Совмещение несущих и ограждающих функций в элемента верхнего пояса структуры дает возможность снизить материалоемкость структурных покрытий по сравнению с плоскостными решениями

1.3.6 Лестницы здания

Лестницы являются вертикальными, используются для связи между этажами, а также в качестве эвакуационных путей. В данном проекте применены лестницы из сборных железобетонных элементов двух видов: площадочной плиты, монолитно окаймленной по контуру ребрами, марки ЛП-1 (ЛП28.11), и лестничных маршей со ступеньками, марки ЛМ-1 (ЛМ 33.14). Марши опираются на консольные выступы крайних (лобовых) ребер площадочных плит и соединяются с ними с помощью закладных уголков или пластин на сварку не менее чем в двух местах. Лестничные марши устроены с уклоном 1:2. В данном проекте применены лестничные марши ребристой конструкции с фризowymi ступеньками. Фризковые ступеньки, совпадающие с полом площадок, имеют особое очертание. Лестничные площадки на уровне каждого этажа – этажные, между этажами – промежуточные. Для проектируемого здания применяем ребристые лестничные площадки, опорные ребра которых входят в гнезда каменных стен лестничной клетки. Лестницы

устроены в огнестойких лестничных клетках и освещаются естественным светом, через окна.

Из двух лестничных клеток предусмотрен выход на крышу, для чего эти лестные клетки оборудованы огнестойкой дверью.

Входы в подвал устроены в пределах двух других лестничных клеток. Вход в подвал ограждают от лестницы, ведущей в верхние этажи, глухой стенки с устройством двери.

1.3.7 Кровля здания

Для здания МРЭО ГИБДД запроектировано бесчердачное неветилируемое покрытие. Уклон кровли составляет 2%, а уклон кровли над экзаменационным залом 1%, что достигается применением в составе конструкции покрытия разуклонки из пенобетона переменной толщины. Водоотвод с покрытия запроектирован внутренний, а покрытия для зала уголовных дел – наружный организованный.

Устройство кровли начинают с подготовки основания под пароизоляцию (путем затирки поверхности железобетонных плит цементным раствором). Затем устраивается разуклонка из пенобетона для создания уклона кровли, поверх которой укладывают утеплитель – жесткие минераловатные плиты. Качество выравнивающего слоя применен кровельный картон. Для устройства ковра применяем наплавленный рубероид Рм-500-2 с защитной окраской БТ-177 (светлые тона) и с нанесением в заводских условиях клеящего слоя. Наклейка обеспечивается за счет размягчения кровельной массы до вязко-пластичного состояния во время укладки разогревом. Перед наклейкой первого слоя поверхность основания огрунтовать битумной мастикой. Прикатку катком выполняют немедленно после прекращения разогрева.

1.3.8 Теплотехнический расчет стены

Стены проектируемого здания – облегченная кирпичная кладка четырехслойной конструкции. Конструкция имеет наружный и внутренний слой из обыкновенного глиняного кирпича, заключающего между ними утепляющего слоя и воздушной прослойки. Кирпичный слой стены состоящей из наружных и внутренних верст, взаимная статическая работа которых обеспечивается вертикальными кирпичными стенками-диафрагмами шагом 1,17м; и внутреннего утепляющего слоя пенополиуретана и воздушной прослойки, устраиваемого в процессе возведения стены.

Таблица 1.5 - Теплофизические характеристики материалов стены

| Номер слоя | Наименование | Толщина слоя δ , м | Плотность материала γ_0 , кг/м ³ | Коэффициент теплопроводности и λ , Вт/м ^{°C} |
|---------------|---------------------|------------------------------|--|---|
| 1 | Кирпич глиняный | 0,12 | 1600 | 0,7 |
| 2 | Пенополиуретан | X | 40 | 0,05 |
| 3 | Воздушная прослойка | 0,010 | 0,16 | 0,52 |
| 4 | Кирпич глиняный | 0,38 | 1600 | 0,7 |

$$ГСОП = (t_{\text{в}} - t_{\text{от.пер.}}) * Z_{\text{от.пер.}} = (18 + 6,4) * 257 = 6270,8 \text{ град.сут.}$$

$t_{\text{в}}$ - температура внутреннего воздуха = 18 °C;

$t_{\text{н}}$ - температура холодной пятидневки = -26 °C;

$Z_{\text{от.пер.}}$ - средняя температура, °C, и продолжительность, сут, периода со средней суточной температурой воздуха ниже или равной 10 °C = 6,4 °C

$$R_o^{\text{тр}} = a * ГСОП + b = 0,0003 * 6270,8 + 1,2 = 0,68 \text{ м}^2 \text{°C/Вт}$$

a, b- коэффициенты, значения которых следует принимать по данным таблицы для соответствующих групп зданий;

ГСОП- градусо-сутки отопительного периода, °C×сут;

$$q_{\text{от}}^p \leq q_{\text{от}}^{\text{тр}} = 0,336 \leq 0,394$$

$q_{\text{от}}^p$ - расчетное значение удельной характеристики расхода тепловой энергии на отопление и вентиляцию здания Вт/(м² · °C)

$q_{\text{от}}^{\text{тр}}$ - нормируемая удельная характеристика расхода тепловой энергии на отопление и вентиляцию зданий, Вт/(м² · °C)

$$R_o^{\text{тр}} = R_o * m_p = 3,08 * 0,95 = 2,93 \text{ м}^2 \text{°C/Вт}$$

R_o - базовое значение требуемого сопротивления теплопередаче ограждающей конструкции, м² · °C/Вт;

m_p - коэффициент, учитывающий особенности региона строительства

$$R_o = 1/\alpha_{\text{в}} + \delta_1/\lambda_1 + \delta_{\text{х}}/\lambda_2 + \delta_3/\lambda_3 + \delta_4/\lambda_4 + 1/\alpha_{\text{н}};$$

$$\delta_{\text{х}} = (R_o - 1/\alpha_{\text{в}} - \delta_1/\lambda_1 - \delta_3/\lambda_3 - \delta_4/\lambda_4 - 1/\alpha_{\text{н}}) * \lambda_4 =$$

$$= (2,93 - 0,11 - 0,17 - 0,16 - 0,542 - 0,04) * 0,06 = 0,11 \text{ м.}$$

Толщина утеплителя принята 0,10 м.

Общая толщина стены 0,61 м.

1.3.8 Определение вида заполнения оконных и дверных проемов

$$ГСОП = (t_{\text{в}} - t_{\text{от.пер.}}) * Z_{\text{от.пер.}} = (18 + 6,4) * 233 = 6270,8 \text{ град.сут}$$

$$R_o^{\text{тр}} = a * ГСОП + b = 0,00005 * 6270,8 + 0,2 = 0,51 \text{ м}^2 \text{°C/Вт}$$

$$R_o^{\text{тр}} = 0,51 > 0,45 = R_o^{\text{тр}}_{\text{прив}}$$

По прил.6*[СП 131.13330.2012] при $R_o^{тр} = 0,51 \text{ м}^2\text{°C/Вт}$ принимаем двухкамерный стеклопакет из стекла с твердым селективным покрытием.

Таблица 1.6 - Спецификация элементов заполнения проемов

| Поз. | Обозначение | Наименование | Количество на этаж | | | Масса (Всего) | Примечание |
|------|---------------|--------------------|--------------------|--------|--------|---------------|------------|
| | | | Подвал | 1 этаж | 2 этаж | | |
| Д-1 | ГОСТ 24698-81 | ДН21-9 | - | 6 | - | 6 | 2100 |
| Д-2 | ГОСТ 24584-81 | ДАЧ24-19П | - | 2 | - | 2 | 2400 |
| Д-3 | ГОСТ 6629-88 | ДГ24-10 | - | 22 | 17 | 39 | 2400 |
| Д-4 | | ДГ24-15 | - | 1 | 3 | 4 | 2400 |
| Д-5 | ГОСТ 6629-88 | ДО24-15 | - | 3 | 3 | 6 | 2400 |
| Д-6 | | ДО21-9 | - | 3 | 2 | 5 | 2100 |
| Д-7 | | ДГ21-7 | - | 13 | 8 | 21 | 2100 |
| Д-8 | | ДГ21-9 | - | 1 | - | 1 | 2100 |
| Д-9 | ГОСТ 24698-81 | ДН21-9 | 3 | - | - | 3 | 2100 |
| Д-10 | Индивид | ИД-3 | 3 | - | - | 3 | |
| Д-11 | ГОСТ 24698-81 | ДС19-9ТУ | 11 | - | - | 11 | 1900 |
| Д-12 | | ДС19-15ТУ | 2 | - | - | 2 | 1900 |
| О-1 | ГОСТ 11214-86 | ОР18-18В | - | 18 | 18 | 36 | 1800 |
| О-2 | | ОР18-15В | - | 3 | 5 | 8 | 1500 |
| О-3 | | ОР18-9В | - | 3 | 2 | 5 | 900 |
| О-4 | | ОР 9-9 | - | 32 | 18 | 50 | 900 |
| О-5 | | ОР21-9В ОР 6 9В | - | - | 12 | 12 | 900 |
| О-6 | | ОР 9-9 | - | - | 28 | 28 | 900 |
| О-7 | | ОР18-15В | - | - | 3 | 3 | 1500 |
| О-8 | | ОР15-6 | - | - | - | 12 | 600 |

Двери внутренние запроектированы в соответствии с ГОСТ 6629-88 и изготавливаются из древесины на деревоотделочных заводах; спецификация их приведена в табл. 2.3.

Наружные входные двери запроектированы из алюминиевых сплавов. Двери запроектированы в виде блока, включающего дверное полотно и дверную коробку в виде замкнутой рамы из алюминиевых профилей. Для уплотнения притворов и зазоров между стеклом и алюминием применены профили из резины НО68-1. С целью сокращения воздухопроницаемости двери

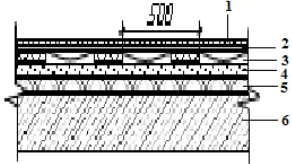
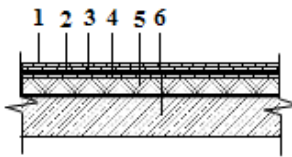

имеют по периметру дверного полотна два пояса уплотнения резиновыми профилями.

Крепление дверей в проемах осуществляется с помощью анкеров. Заделка стыков между алюминиевой дверной коробкой и строительной конструкции производится с помощью монтажной пены.

1.4 Внутренняя и наружная отделка здания

Наружная отделка здания: стены – кирпичная кладка красным глиняным кирпичом с расшивкой углубленным швом 1 см; цоколь здания оштукатуривается цементным раствором; входные двери из алюминиевых сплавов, частично остекленные; оконные проемы на главном входе оформляются как витражи;

Таблица 1.7 - Экспликация полов

| Наимен. помещ. | Тип пола | Схема пола или тип пола по серии | Данные элементов пола | Площадь пола, м ² |
|--|----------|---|--|------------------------------|
| Зал для гражданских дел, Экзаменационный зал | 1 |  | 1. Паркетная доска – 29мм; 2. Прокладочный слой рубероида; 3. Лаги – 40мм; 4. Цементно-песчаная стяжка – 30мм; 5. Керамзит – 40мм; 6. Ж/Б Плита перекрытия – 160мм | 256,95 |
| Санузлы, кабинеты | 2 |  | 1 – Керамическая плитка; 2 – Цементно-песчаная стяжка (15 мм); 3 – Слой рубероида; 4 – Цементно-песчаная стяжка (15 мм); 5 – Керамзит (40 мм); 6 – Ж/Б плита перекрытия (220 мм). | 130,18 |
| Холл, Коридор Гардеробная | 3 |  | 1 – Бетон мозаичного состава 2 – Стяжка из мелкозернистого бетона В15 3 – Бетон В7,5 4 – Плита перекрытия 220мм | 781,51 |

| | | | | |
|----------|---|---|--|--------|
| Кабинеты | 4 |  | 1-Линолеум 2- Цементно-песчаная стяжка (15мм) 3-Слой рубероида 4 – Цементно-песчаная стяжка (15мм) 5 – Керамзит (40мм) 6 – Ж/б плита перекрытия 220мм | 422,83 |
|----------|---|---|--|--------|

Таблица 1.8 - Ведомость отделки помещений жилого здания

| Наименование помещения | Вид отделки элементов интерьера | | | |
|---|---------------------------------|--------------------------------|--|---------------------------------|
| | Потолок | Площадь | Стены или перегородки | Площадь |
| Зал для гражданских дел и экзаменационный зал | Меловая побелка | 121,92 135,03 | Шпатлевка; Штукатурка; Окраска водоэмульсионными составами | 163,02 402,88 |
| Коридор, Холл, гардеробная, Передняя | Меловая побелка | 423,16 95,44 27 58,02 | Шпатлевка; Штукатурка; Окраска водоэмульсионными составами | 486,04 160,84 49,2 2,5 |
| Кабинеты | Меловая побелка | 422,83 | Шпатлевка; Штукатурка; Окраска водоэмульсионными составами | 1255,56 |
| Сан узлы, кабинеты | Меловая побелка | 130,18 | Шпатлевка; Штукатурка; Окраска водоэмульсионными составами | 429,62 |

1.5 Санитарно-технические и инженерное оборудование здания

Санитарно-техническое и инженерное оборудование здания составляют санитарно-технические системы отопления, вентиляции, холодного и горячего водоснабжения и канализации, а также системы электрооборудования, системы радио, телефона и телевидения, удаления мусора.

Система отопления принята центральная водяная с применением секций отопления.

Вентиляция приточно-вытяжная с механическим побуждением и естественно – вытяжная, приток воздуха осуществляется через открытые окна.

Система горячего водоснабжения производится от внешней сети, канализация – хозяйственно-фекальная в наружную сеть, система холодного водоснабжения – хозяйственно-питьевая с расчетным напором 0,1МПа.

Сети электроснабжения напряжением 220/380В и слаботочных устройств размещены в электроканалах плитах перекрытий.

1.6 Противопожарные мероприятия

Проектируемое здание имеет II степень огнестойкости, класс функциональной пожарной опасности Ф4.3 класса пожарной опасности строительных конструкций - С0

В соответствии с СП 1.13130.2009 для зданий, имеющих II степень огнестойкости, предел огнестойкости строительных конструкций должен быть не менее:

- для несущих элементов здания – R90;
- для перекрытий междуэтажных и чердачных -REI45;
- для внутренних стен лестничных клеток – REI90;
- для маршей и площадок лестницы – R60.

Предел огнестойкости вышеперечисленных конструкций установлен в минутах для признаков предельных состояний:

- потеря несущей способности – R;
- потеря целостности – E;
- потеря теплоизолирующей способности – I.

Для класса конструктивной пожарной опасности С0 класс пожарной опасности строительных конструкций должен быть не ниже:

- стены наружные с внешней стороны – K0;
- стены, перегородки, перекрытия – K0;
- стены лестничных клеток, марши и площадки лестниц в лестничных клетках – K0.

Пожарная опасность строительных материалов характеризуется следующими пожарно-техническими характеристиками:

- 1 – горючесть. Бетон – НГ; линолеум, дерево – Г4.
- 2 – воспламеняемость. Линолеум, дерево – В3.
- 3 – распространение пламени по поверхности. Линолеум, дерево – РП4.

4 – дымообразующая способность. Дерево – Д2, линолеум – Д3.

5 – токсичность. линолеум – Т4, дерево – Т1.

В соответствии с СП 1.13130.2009 для здания Ф2.1 должно быть не менее двух эвакуационных выходов на этаже.

При проектировании зданий следует принимать правила противопожарной защиты людей и зданий, а также дополнительные требования пожарной безопасности, установленные в СП 1.13130.2009, обусловленные спецификой здания административного назначения. Число эвакуационных выходов из здания и с этажа здания устанавливается в соответствии с СП 1.13130.2009.

Согласно СП в зданиях Ф 4.3 должно иметь не менее двух эвакуационных выходов.

Число эвакуационных выходов с этажа должно быть не менее двух, если на нем располагаются помещения, которые должны иметь не более двух эвакуационных выходов.

Число эвакуационных выходов из здания должно быть не менее числа эвакуационных выходов с любого этажа здания.

Ширина эвакуационных выходов из коридоров на лестничную клетку, а также ширину маршей лестниц следует устанавливать в зависимости от числа эвакуирующихся через этот выход на 1 м ширины выхода в зданиях классов пожарной опасности: СО.

Минимальная ширина эвакуационных выходов должна устанавливаться также с учетом требований СП 1.13130.2009.

Высота эвакуационных выходов в свету должна быть не менее 1,9м, ширина не менее: 1,2 м. Ширина наружных дверей лестничных клеток в вестибюль должна быть не менее расчетной или ширина лестницы, установленной 6.29.

Во всех случаях ширина эвакуационного выхода должна быть такой, чтобы с учетом геометрии эвакуационного пути через проем или дверь можно было беспрепятственно пронести носилки с лежащим на них человеком.

Согласно СП 1.13130.2009 ширина лестниц, предназначенной для эвакуации, в том числе расположение в лестничной клетке, должна быть не менее расчетной или не менее ширины любого эвакуационного выхода (двери)

2 Расчетно-конструктивный раздел

2.1 Расчет монолитного кессонного перекрытия

Задано: расстояние (в свету) между стенами перекрываемого помещения:

$$L_1=L_2=11,68 \text{ см.}$$

Временная нормативная нагрузка на перекрытие $P^4=4\text{кПа}$ (400кг/м^2).

Принимаем: бетон класса В15;

$R_b=7,65$ МПа (с учетом $v_{b2}=0,9$);

Арматура: для плиты Вр-I; $R_s=375$ МПа при диаметре 3 мм; для ребер:

A-III; $R_s=365$ МПа при диаметре 10-40 мм.

2.1.1 Компоновка покрытия и определение расчетных пролетов для балок и плит

Расчетные пролеты балок: и в продольном и в поперечном направлении одинаковы и равны: $l_{01}=l_{02}=1,04 \times 11,68=12$ м.

Расчетные пролеты плит: и в продольном и в поперечном направлении принимаем 8 кессонов с расстояниями между осями балок (и продольных и поперечных) $l_1=l_2=l_{01}/8=12/8=1,5$ м

2.1.2 Определение расчетной нагрузки на плиту и условное распределение нагрузки в направлениях пролетов плиты: $l_1=l_2$

Толщину плиты на основании опыта проектирования рекомендуется принимать для гражданских зданий не менее 6 см. Принимаем толщину плиты: $h_p=6$ см

Нагрузка от собственного веса 1 м² плиты (при объемном весе железобетона $v_{ж/б}=2500$ кг/м³=25 кН/м³ и коэффициенте надежности по нагрузке $v=1,1$) определяется по формуле:

$$q=h_p \times 1,0 \cdot 1,0 \cdot v_{ж/б} \cdot v \quad (2.1)$$

где

h_p -толщина плиты

$v=1,1$ (коэффициенте надежности по нагрузке)

$$v_{ж/б}=2500 \text{ кг/м}^3=25 \text{ кН/м}^3$$

Подставим в формулу 2.1

$$q=0,06 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2500 \cdot 1,1=165 \text{ кг/м}^2=1650 \text{ Н/м}^2$$

Нагрузка от собственного веса паркетного пола, березового, без жилок, толщиной $t_1=20$ мм; плотностью $\rho_1=800$ кг/м³; $v_f=1,1$ определяется по формуле

$$q=t_1 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \rho_1 v_f \quad (2.2)$$

где t_1 =толщина пола

$v_f=1,1$ (коэффициенте надежности по нагрузке)

$\rho_1=800$ кг/м³ (плотность)

Подставим в формулу 2.2

$$q=0,02 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 800 \cdot 1,1=17,6 \text{ кг/ м}^2=176 \text{ Н/ м}^2$$

Постоянная нагрузка от стяжки из литого асфальтобетона, толщиной $t_2=40$ мм, плотностью $\rho_2=2100$ кг/ м³; $v_{f1}=1,2$ определяется по формуле

$$q=t_2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \rho_2 v_{f1} \quad (2.3)$$

где

где t_2 =толщина пола

$v_f=1,1$ (коэффициенте надежности по нагрузке)

$\rho_2=2100$ кг/м³ (плотность)

Подставим в формулу 2.3

$$q=0,04 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2100 \cdot 1,2=100,8 \text{ кг/ м}^2=1008 \text{ Н/ м}^2$$

Постоянная нагрузка от плит древесно-волоконистых (тепло-и звукоизоляция), толщиной $t_3=0,15$ мм, плотностью $\rho_3=200$ кг/м³; $v_{f1}=1,2$ определяется по формуле

$$q_{\text{пост}}=t_3 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \rho_3 v_{f1} \quad (2.4)$$

где

где t_3 =толщина пола

$v_f=1,1$ (коэффициенте надежности по нагрузке)

$\rho_3=200$ кг/м³ (плотность)

Подставим в формулу 2.4

$$q_{\text{пост}}=0,15 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 200 \cdot 1,2=36 \text{ кг/ м}^2=360 \text{ Н/ м}^2$$

Собственный вес перегородок над рассматриваемым перекрытием принимаем 120 кг/ м^2 при $v_{f1}=1440 \text{ Н/ м}^2$ (2.4).

Временная расчетная нагрузка определяется по формуле:

$$v=\rho^H v_{f1} \quad (2.5)$$

где

ρ^H -нормативная нагрузка

$v_f=1,2$ (коэффициенте надежности по нагрузке)

Подставим в формулу 2.5

$$v = 400 \cdot 1,2=480 \text{ кг/ м}^2=4800 \text{ Н/ м}^2$$

Полная расчетная нагрузка на 1 м^2 плиты составит:

$$q_{\text{пл}}=q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 \quad (2.6)$$

Подставим в формулу 2.6

$$q_{\text{пл}}=1650+176+1008+360+1440+4800=9434 \text{ Н/ м}^2$$

Условная расчетная нагрузка в направлении равных пролетов плиты l_1 и l_2 :

$$q_1= q_{\text{пл}} \cdot l_2^4 / l_1^4 l_2^4=0,434 \cdot 1,5^4/1,5^4+1,5^4=0,434/2=1417 \text{ Н/ м}^2 \quad (2.7)$$

где

$q_{\text{пл}}$ = Полная расчетная нагрузка на 1 м^2 плиты

$l_{2,1}$ - равные пролеты плиты

2.1.3 Определение изгибающих моментов в плите

В направлении пролетов l_1 и l_2 момент будет одинаков, т.к. $l_1=l_2=1,5 \text{ м}=1$ и определяется по формуле

$$M = q_1 l^2 / 14 \quad (2.8)$$

где

q_1 -нагрузка на участке 1

l -пролет

Подставим в формулу 2.8

$$M = 4717 \cdot 1,5^2 / 14 = 758 \text{ Нм}$$

2.1.4 Проверка оптимальности принятой толщины плиты

Оптимальному значению относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = 0,1$ соответствует $\alpha_m = 0,095$.

Из условия прочности: $M \leq R_b h_o^2 \alpha_m$

$$h_o = \sqrt{M / R_b \alpha_m} \quad (2.9)$$

где

M -момент

R_b - расчетное сопротивление бетона

α_m - оптимальное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

Подставим в формулу 2.9

$$h_o = \sqrt{758 / 7,65 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,095} = 0,032 \text{ м} = 3,2 \text{ см}$$

Оставляем принятую (минимально рекомендуемую) толщину плиты:

$$h_{\pi} = 6,0 \text{ см}; h_o = h_{\pi} - Q = 6,0 - 1,5 = 4,5 \text{ см}. \quad (2.10)$$

2.1.5 Определение требуемой площади арматуры в плите

Так как в обоих направлениях плиты действуют одинаковые изгибающие моменты, то принимаем одинаковое армирование в обоих направлениях.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi_R = \omega / 1 + (\delta_{SR} / \delta_{sc,л}) \cdot (1 - \omega / 1,1) = 0,78888 / 1 + (375 / 500) \cdot (1 - 0,7888 / 1,1) = 0,65 \quad (2.11)$$

где $\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \times 7,65 = 0,7888$

$\delta_{SR} = R_s - \delta_{sp}$; $\delta_{sp} = 0$; $\delta_{SR} = R_s = 375$ МПа (ø3 Вр-I)

$\delta_{sc,л} = 500$ МПа ($v_{B2} = 0,9 < 1$)

Из условия прочности:

$$\alpha_m = M / R_b h_0^2 = 758 / 7,65 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot (0,045)^2 = 0,049 \quad (2.12)$$

Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,049} = 0,05 \quad (2.13)$$

$$\xi = 0,05 < \xi_R = 0,65$$

Из условия равновесия определяем требуемую площадь арматуры:

$$A_s = R_b / R_s \cdot v_{ho} \xi = 7,65 / 375 \cdot 100 \cdot 4,5 \cdot 0,05 = 0,46 \text{ см}^2 \quad (2.14)$$

Принимаем плоскую сварную сетку из арматуры диаметром 3 мм Вр-I, укладываемую в пролете с шагом 150 мм на 1 м длины ($A_s = 0,49 \text{ см}^2$): С-3 (3Вр-I-150/ 3Вр-I-150)

Так как плита, опертая по контуру, то сетки С-3 имеют рабочую арматуру в обоих направлениях, длиной 1,39 м.

Над опорами укладываем сварные рулонные сетки С-3 из арматуры диаметром 3 мм, класса Вр-1 с рабочей поперечной арматурой, длиной 0,79 м: С-5(3 Вр-I-250/ 3 Вр-I-150).

2.1.6 Определение равномерно распределенной нагрузки на 1 м²

Перекрытия с учетом нагрузки от собственного веса ребер и условное распределение нагрузки в направлениях пролетов ребер l_{01} и l_{02} ($l_{01}=l_{02}=12$ м)

- высоту сечения ребер назначаем из условия достаточной жесткости. В панелях с плитой в сжатой зоне рекомендуется принимать ребра, высотой h_r не менее $1/25$ части пролета панели, а ширину ребер: $в_r=0,5 h_r$

Принимаем: $h_r=1168/25=46$ см (с учетом толщины плиты);
 $в_r=1/3 h_r=15$ см

определяем приведенную равномерно распределенную нагрузку от ребер на 1 м² перекрытия ($L_1=L_2=11,68$ м)

$$\begin{aligned} q_r &= [(h_p - h_n) в_r \cdot 7 L_2 + (h_p - h_n) в_r \cdot 7 (L_1 - 7 в_r)] v_{ж/б} v_f / L_1 L_2 - 1,18^2 = \\ &= [(h_p - h_n) в_r \cdot 7 (2L - 7 в_r)] v_{ж/б} v_f / L^2 - 1,18^2 = [(0,46 - 0,06) \cdot 0,15 \cdot 7 (2 \cdot 11,68 - \\ &- 7 \cdot 0,15)] \cdot 2500 \cdot 1,1 / 11,68^2 - 1,18^2 = 191,6 \text{ кг/ м}^2 = 1916 \text{ Н/ м}^2 \end{aligned} \quad (2.15)$$

Определяем нагрузку на 1 м² перекрытия с учетом веса плиты, ребер и временной нагрузки:

$$q = q_m + q_p = 0,434 + 1916 = 11350 \text{ Н/ м}^2 \quad (2.16)$$

определяем условные равномерно распределенные нагрузки в обоих направлениях пролетов ребер ($l_{01}=l_{02}=12$ м)

$$q_{l_{01}} = q \cdot (l_{02}^4 / l_{01}^4 + l_{02}^4) = 11350 \cdot (12^4 / 12^4 + 12^4) = 11350 / 2 = 5675 \text{ Н/ м}^2 \quad (2.17)$$

2.1.7 Определение воображаемых условных нагрузок на ребра в зависимости от их расположения в перекрытии

В зависимости от расположения ребер в перекрытии воображаемая условная нагрузка на них определяется из условия, что деформации прогибов пропорциональны изгибающим моментам, а изгибающие моменты пропорциональны нагрузкам – следовательно, и прогибы пропорциональны нагрузкам: $q_x = q_{l_0} \times f_x / f$, где q_x – воображаемая условная нагрузка на ребро на расстоянии X от опоры (стены); f – прогиб среднего ребра (в середине пролета)

$$f = 5/384 \cdot q l_0 l_0^4 / EJ \quad (2.17)$$

f_x – прогиб ребра на расстоянии X от опоры (стены)

$$f_x = (1/24) \cdot (q l_0 l_0^4 / EJ) \cdot [x/l_0 - 2(x/l_0)^3 + (x/l_0)^4] \quad (2.18)$$

Обозначив отношение $x/l_0 = \xi$ и разделив f_x на f получим:

$$f_x / f = 3,2(\xi - 2\xi^3 + \xi^4); \quad (2.19)$$

- определяем условные нагрузки на 1 пог.м ребра в направлении пролета
 $l_0 = 12\text{м}$

$$(l_0 = l_{01} = l_{02} = 12\text{ м})$$

а) для ребра на расстоянии от опоры $l = 1,5\text{ м}$ ($l_1 = l_2 = l = 1,5\text{ м}$)

$$\xi = x/l_0 = l/l_0 = 1,5/12 = 0,125$$

$$f_x / f = 3,2(0,125 - 2 \times 0,125^3 + 0,125^4) = 0,39$$

$$q_1 = q_{101} \times 1f_x/f = 5675 \cdot 1,5 \cdot 0,39 = 3320 \text{ Н/м}$$

б) для ребра на расстоянии от опоры $2L = 2 \cdot 1,5 = 3 \text{ м}$

$$\xi = x/l_0 = 2/1_0 = 3/12 = 0,25$$

$$f_x / f = 3,2(0,25 - 2 \cdot 0,25^3 + 0,25^4) = 0,71$$

$$q_2 = q_{101} \cdot 1f_x/f = 5675 \cdot 1,5 \cdot 0,71 = 6044 \text{ Н/м}$$

в) для ребра на расстоянии от опоры $3L = 3 \cdot 1,5 = 4,5 \text{ м}$

$$\xi = x/l_0 = 3/1_0 = 4,5/12 = 0,375$$

$$f_x / f = 3,2(0,375 - 2 \cdot 0,375^3 + 0,375^4) = 0,93$$

$$q_3 = q_{101} \cdot 1f_x/f = 5675 \cdot 1,5 \cdot 0,93 = 7917 \text{ Н/м}$$

г) для ребра на расстоянии от опоры $4L = 4 \cdot 1,5 = 6 \text{ м}$

$$\xi = x/l_0 = 4/1_0 = 6/12 = 0,5$$

$$f_x / f = 3,2(0,5 - 2 \cdot 0,5^3 + 0,5^4) = 1$$

$$q_4 = q_{101} \cdot 1f_x/f = 5675 \cdot 1,5 \cdot 1 = 8513 \text{ Н/м}$$

2.1.8 Определение изгибающих моментов в ребрах (соответствующих деформациям прогибов)

Учитывая то, что перекрытие работает в двух направлениях, изгибающие моменты определяются как: $M = q l^2 / 10$ (2.20)

Изгибающие моменты в ребрах в направлении пролета $l_0 = 12 \text{ м}$

а) на расстоянии от стены: $L=1,5$ м

$$M_1 = q_1 l_0^2 / 10 = 3320 \cdot 12^2 / 10 = 47808 \text{ Нм}$$

б) на расстоянии от стены: $2L=2 \cdot 1,5=3$ м

$$M_2 = q_2 l_0^2 / 10 = 6044 \cdot 12^2 / 10 = 87034 \text{ Нм}$$

в) на расстоянии от стены: $3L=3 \cdot 1,5=4,5$ м

$$M_3 = q_3 l_0^2 / 10 = 7917 \cdot 12^2 / 10 = 114005 \text{ Нм}$$

г) на расстоянии от стены: $4L=4 \cdot 1,5=6$ м

$$M_4 = q_4 l_0^2 / 10 = 8513 \cdot 12^2 / 10 = 122587 \text{ Нм}$$

2.1.9 Определение требуемой площади продольной арматуры в ребрах

При расчете арматуры расчетное сечение принято тавровым с полкой в сжатой зоне, ширина полки $b'f=l_1=l_2=1,5$ м- расстояние в осях между ребрами, $h'f/h=h_{п}/h_p=6/46=0,13>0,1$ и $b'f=1,5\text{м}<2L_0/6=12/3=4$ м

Определим положение нейтральной оси в тавровом сечении ребра при максимальном изгибающем моменте $M_4=122587$ Нм. Момент, воспринимаемый тавровым сечением при высоте сжатой зоны $X=h'f=h_{п}=6$ см, $b'f=l_1=l_2=1,5$ м и $h_0=h_p-3=46-3=43$ см определяется:

$$M_{п}=R_b b'f h_{п}(h_0-0,5 h_{п})=7,65 \cdot 10^6 \cdot 1,5 \cdot 0,06(0,43-0,5 \cdot 0,06)=275400 \text{ Нм} \quad (2.21)$$

Устанавливаем расположение нейтральной оси по условию, при $X=h'f=h_{п}$: при $M \leq R_b b'f h_{п}(h_0-0,5 h_{п})$ нейтральная ось проходит в полке.

$M_{\max}=M_4=122587 \text{ Нм} < M_{п}=275400 \text{ Нм}$ – условие выполняется, следовательно нейтральная ось проходит в пределах высоты полки и сечения

рассчитываются, как прямоугольные с шириной, равной расстоянию между ребрами, т.е. $v = v'f = 1,5$ м.

Вычисляем требуемую площадь продольной арматуры в ребрах, пролетом $L_0 = 12$ м

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона:

$$\xi_R = \omega / 1 + (\delta_{SR} / \delta_{sc,л}) \cdot (1 - \omega / 1,1) = 0,7888 / 1 + (365 / 500) \cdot (1 - 0,7888 / 1,1) = 0,65 \quad (2.22)$$

где $\omega = \alpha - 0,008R_B = 0,85 - 0,008 \times 7,65 = 0,7888$

$$\delta_{SR} = R_S - \delta_{sp}; \delta_{sp} = 0; \delta_{SR} = R_S = 365 \text{ МПа} \quad (2.23)$$

$$\delta_{sc,л} = 500 \text{ МПа} (v_{B2} = 0,9 < 1)$$

а) в ребрах, на расстоянии от стены $L = 1,5$ м; $M_1 = 47808 \text{ Нм}$; $v = 1,5$ м; $h_0 = 0,43$ м

Из условия прочности:

$$\alpha m_1 = M_1 / R_B v h_0^2 = 47808 / 7,65 \cdot 10^6 \cdot 1,5 \cdot 0,43^2 = 0,023 \quad (2.24)$$

Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_1 = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha m_1} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,023} = 0,023 \quad (2.25)$$

$$\xi_1 = 0,023 < \xi_R = 0,65; X = \xi h_0 = 0,023 \cdot 43 = 1 \text{ см} < h_{п} = 6 \text{ см}$$

Из условия равновесия определяем требуемую площадь арматуры:

$$A_s = R_B / R_S \cdot v h_0 \xi_1 = 7,65 / 365 \cdot 150 \cdot 43 \cdot 0,023 = 3,1 \text{ см}^2 \quad (2.26)$$

Принимаем 2Ø14А-III ($A_s=3,08 \text{ см}^2$)

б) в ребрах на расстоянии от стены $2L=3 \text{ м}$; $M_2=87034 \text{ Нм}$

$$\alpha m_2 = M_2 / R_{bw} b h_0^2 = 87034 / 7,65 \cdot 10^6 \cdot 1,5 \cdot 0,43^2 = 0,041$$

$$\xi_2 = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha m_2} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,041} = 0,042 < \xi_R = 0,65;$$

$$A_{s2} = R_b / R_s \cdot b h_0 \xi_2 = 7,65 / 365 \cdot 150 \cdot 43 \cdot 0,042 = 5,7 \text{ см}^2$$

Принимаем 2Ø20А-III ($A_s=6,28 \text{ см}^2$)

в) в ребрах на расстоянии от стены $3L=4,5 \text{ м}$; $M_3=114005 \text{ Нм}$

$$\alpha m_3 = M_3 / R_{bw} b h_0^2 = 114005 / 7,65 \cdot 10^6 \cdot 1,5 \cdot 0,43^2 = 0,054$$

$$\xi_3 = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha m_3} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,054} = 0,055 < \xi_R = 0,65;$$

$$A_{s3} = R_b / R_s \cdot b h_0 \xi_3 = 7,65 / 365 \cdot 150 \cdot 43 \cdot 0,055 = 7,4 \text{ см}^2$$

Принимаем 2Ø20А-III; 1Ø14А-III ($A_s=7,82 \text{ см}^2$)

г) в среднем ребре на расстоянии от стены $4L=6 \text{ м}$; $M_4=122587 \text{ Нм}$

$$\alpha m_4 = M_4 / R_{bw} b h_0^2 = 122587 / 7,65 \cdot 10^6 \cdot 1,5 \cdot 0,43^2 = 0,057$$

$$\xi_4 = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha m_4} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,057} = 0,058 < \xi_R = 0,65;$$

$$A_{s4} = R_b / R_s \cdot b h_0 \xi_4 = 7,65 / 365 \cdot 150 \cdot 43 \cdot 0,058 = 7,84 \text{ см}^2$$

Принимаем 2Ø20А-III; 1Ø14А-III ($A_s=7,82 \text{ см}^2$)

2.1.10 Определение диаметра и шага хомутов

Для хомутов принимаем арматуру класса А-I; $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$

$E_s=210000 \text{ МПа}$ [табл.29, 33]

$R_b=7,65 \text{ МПа}$ (при $\nu_{b2}=0,9$) – бетон класса В15

$R_{bt}=0,675 \text{ МПа}$ (при $\nu_{b2}=0,9$),

$E_b=23000 \text{ МПа}$ [табл. 18, 33]

Коэффициенты для тяжелого бетона [33]: $\varphi_{b2}=2,0$; $\varphi_{b5}=0,6$; $\beta=0,01$

Для таврового сечения

$$\varphi f = 0,75 \cdot (b' f - b) h' f / b h_0 \leq 0,5 \quad (2.27)$$

при этом $b' f$ принимается не более $b + 3 h' f$, тогда:

$$\varphi f = 0,75 \cdot (3 h' f) h' f / b h_0 = 0,75 \cdot 36^2 / 15 \cdot 43 = 0,13 < 0,5,$$

где $h' f = h_{п} = 6 \text{ см}$; $b = b_p = 15 \text{ см}$; $h_0 = 43 \text{ см}$

Поперечная сила в среднем ребре, пролетом $l_0 = 12 \text{ м}$ составляет:

$$Q_4 = q_4 l_0 / 2 = 8513 \cdot 12 / 2 = 51078 \text{ Н} \quad (2.28)$$

Проверка условия, определяющего необходимость расчета хомутов:

$$Q_{\max} = Q_4 = 51078 \text{ Н} \leq \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 675000 \cdot 0,15 \cdot 0,43 = 26123 \text{ Н}$$

Условие не удовлетворяется, расчет хомутов необходим.

Определяем величины, используемые при расчете хомутов (принимая $q_1 = q_4 = 8513 \text{ Н/м} = 85,13 \text{ Н/см}$, т.е. считаем нагрузку равномерно распределенной).

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi f) \cdot R_{bt} b h_0^2 = 2(1 + 0,13) \cdot 0,675 \cdot 10^6 \cdot 0,15 \cdot 0,43^2 = 42310 \text{ Нм} \quad (2.29)$$

$$Q_{b1} = 2 \sqrt{\varphi_{b2} (1 + \varphi f) R_{bt} b h_0^2 q_1} = 2 \sqrt{M_b q_1} = 2 \sqrt{42310 \cdot 8513} = 37957 \text{ Н} \quad (2.30)$$

Поперечная сила, которая должна быть воспринята хомутами на единицу длины, определяется в зависимости от выполнения условия:

$$Q_{\max}=Q_4=51078 \quad H \leq \quad Q_{B1}/0,6=37957/0,6=63262 \quad H \quad - \quad \text{условие} \\ \text{удовлетворяется} \quad (2.31)$$

$$q_{sw}= Q^2_{\max}- Q^2_{B1}/ 4M_B=51078^2- 37957^2/ 4 \cdot 4231000=69 \text{ Н/см} \quad (2.32)$$

Поперечная сила q_{sw} должна приниматься не менее:

$$q_{sw}= Q_{\max}- Q_{B1}/ 2 h_0=51078-37957/ 2 \cdot 43=153 \text{ Н/см} \quad (2.33)$$

Для расчета хомутов принимаем большее значение: $q_{sw} = 153 \text{ Н/см}$

На опорных участках, равных $1/4$ пролета принимаем максимальное значение шага хомутов [п. 5.27, 33].

При $h > 450 \text{ мм}$ $S^{оп} \leq h/3 = 460/3 = 153 \text{ мм}$; 500 мм , т.е. принимаем $S = 150 \text{ мм}$ и определяем требуемую площадь двухветвенных хомутов:

$$q_{sw}=R_{sw} A_{sw}/ S; A_{sw} = q_{sw} S / R_{sw} = 153 \cdot 150 / 175 \cdot 100 = 0,13 \text{ см}^2 \quad (2.34)$$

При минимальном диаметре хомутов: $2\phi 6 \text{ мм А-I}$, $A_{sw} = 0,57 \text{ см}^2$.

На остальной части пролета, согласно устанавливаем двухветвенные хомуты, диаметром 6 мм из стали класса А-I с шагом 300 мм , что удовлетворяет требованиям:

$$S^{np} \leq 3/4 h = 3/4 \cdot 460 = 345 \text{ мм}; 500 \text{ мм} \quad (2.35)$$

Проверим достаточность принятых размеров сечения из условия прочности по наклонной сжатой полосе:

$$Q_{\max} \leq 0,3 \varphi w_1 \varphi_{\text{в1}} R_{\text{вв}} h_0 \quad (2.36)$$

$$\text{где } \varphi_{\text{в1}} = 1 - \beta R_{\text{в}} = 1 - 0,01 \cdot 7,65 = 0,92$$

$$\varphi w_1 = 1 + 5 \alpha \beta \mu w = 1 + 5 (E_s / E_b) x (A_{\text{св}} / b S) = 1 + 5 (21 \cdot 10^4 / 23 \cdot 10^3) \cdot (0,57 / 15 \cdot 15) = 1,12 \quad (2.37)$$

$$\varphi w_1 = 1,12 < 1,3 - \text{условие выполняется}$$

$$Q_{\max} = 51078 \text{ Н} < 0,3 \cdot 0,92 \cdot 1,12 \cdot 7,65 \cdot 100 \cdot 15 \cdot 43 = 152528 \text{ Н} \quad (2.38)$$

Условие удовлетворяется, принятые размеры сечения достаточны.

2.1.11 Расчет балки

2.1.11.1 Нагрузки и статический расчет

$$L_1 = L_n = 11,68$$

Постоянная нагрузка

$$g = g^* S_b + (h_n - h_{p\ell}) b_{\hat{a}} g \gamma_{\hat{a}} \gamma_f = 4,634 \cdot 1,35 + (0,46 - 0,06) \cdot 0,19 \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 56,22 \text{ кН/м.} \quad (2.38.1)$$

Временная нагрузка

$$v = \gamma_n \gamma_f v_n S_b = 0,95 \cdot 1,2 \cdot 4,8 \cdot 1,35 = 63,91 \text{ кН/м.} \quad (2.38.2)$$

Таблица 2.1 - Расчет изгибающих моментов и поперечных сил

| Обозначение | Расчетная формула | Расчет |
|--------------------------|---------------------------|---|
| Изгибающие моменты, кН·м | | |
| M_1 | $\frac{(g + v)L_1^2}{11}$ | $\frac{(8.94 + 8.21)11,68^2}{11} = 212,69$ |
| Поперечные силы, кН | | |
| Q_a | $0,4(g + v)L_1$ | $0,4 \cdot (8.94 + 8.21) \cdot 11,68 = 80,12$ |

Отношение $g / v = 8.94 / 8.21 = 1.08$ Коэффициент $\beta = 0,02$

2.1.11.2 Продольное армирование

Высота сечения $h = h_b = 0,46$ м. Рабочая высота $h_0 = h - a = 0,46 - 0,05 = 0,41$ м.

Ширина полки, учитываемая в расчете $b'_r = S_b = 1,35$ м, т.к. $L_2 / 3 + b_b = 11,68 / 3 + 0,06 = 3,95$ м $> 1,9$ м и $h_{pl} / h_b = 0,06 / 0,4 = 0,15 > 0,1$.

Прочность нормальных сечений при высоте сжатой зоны, равной толщине полки (плиты).

$$M_r = \gamma_{e1} \cdot R_b \cdot b'_r \cdot h_{pl} \cdot (h_0 - 0,5h_{pl}) \cdot 1000 = 0,9 \cdot 7.65 \cdot 1,35 \cdot 0,06 \cdot (0,46 - 0,5 \cdot 0,06) = 239,8 \text{ кН·м} \quad (2.38.3)$$

$M_r = 239,8$ кН·м $> M_1 = 212,69$ кН·м – граница сжатой зоны бетона находится в пределах полки, и ширина сжатой зоны $b = b'_r = 0,19$ м. в расчетах на положительные моменты.

Условие

$$h = 0,46 \text{ м} > \sqrt{\frac{0,001M_b}{0,29\gamma_{b1}R_b b}} + 0,5 = \sqrt{\frac{0,001 \cdot 212,69}{0,29 \cdot 0,9 \cdot 7.65 \cdot 0,19}} + 0,5 = 0,78 \text{ м} \quad (2.38.4)$$

не выполняется. Увеличиваем высоту сечения балки $h = 0,8$ м, тогда $h_0 = 0,8 - 0,05 = 0,75$ м.

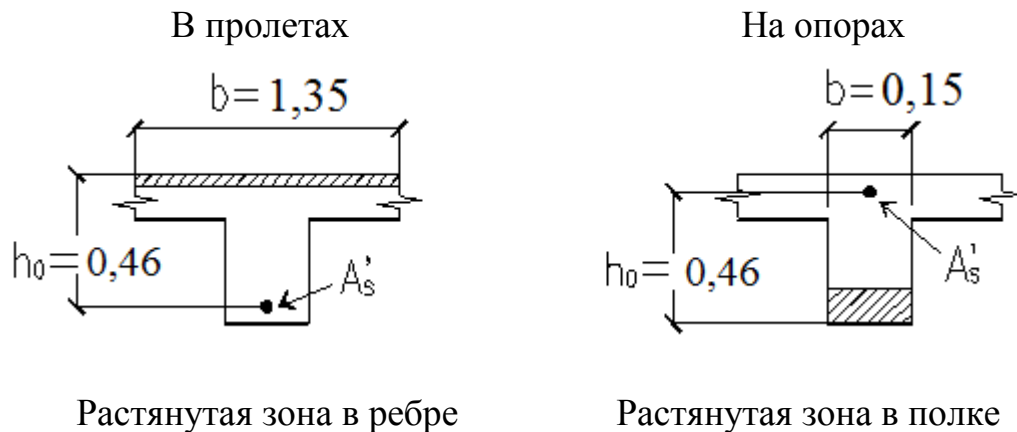


Рисунок 2.1 Граница сжатой зоны

Расчет продольной арматуры в первом пролете на момент M_1

1. $b = 1,9$ м, $h = 0,55$ м, $M = 212,69$ кН·м, арматура класса А400.
2. $a = 0,05$ м, $R_b = 7.65$ МПа, $\gamma_{b2} = 0,9$, $R_s = 350$ МПа.
3. $h_0 = h - a = 0,6 - 0,05 = 0,55$ м.

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{350}{0,0035 \cdot 2 \cdot 10^5}} = 0,533 \quad (2.38.5)$$

$$\alpha_m = \frac{0,001M}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{0,001 \cdot 212,69}{0,9 \cdot 7,65 \cdot 0,19 \cdot 0,75} = 0,216 \quad (2.38.6)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,216} = 0,246 \quad (2.38.7)$$

$$\xi = 0,246 < \xi_r = 0,533.$$

$$A_s = \frac{10M}{R_s h_0 (1 - 0,5\xi)} = \frac{10 \cdot 212,69}{350 \cdot 0,55 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,246)} = 12,6 \quad (2.38.8)$$

$$A_{\min} = 5 \cdot b \cdot h_0 = 5 \cdot 0,2 \cdot 0,75 = 0,75 \text{ см}^2.$$

Таблица 2.2 – данные балки для расчетной площади арматуры

| п/п | Обозначение | Расчетные величины в сечениях с изгибающими моментами |
|-----|------------------------------------|---|
| | | M_2 |
| 1 | b, м | 1,35 |
| | h, м | 0,55 |
| | M, кН·м | 212,68 |
| 2 | a, м | 0,05 |
| | R _b , МПа | 7,65 |
| | γ_{b1} | 0,9 |
| | R _s МПа | 350 |
| 3 | h ₀ , м | 0,75 |
| 4 | ω | 0,789 |
| 5 | ξ_r | 0,533 |
| 6 | α_m | 0,216 |
| 7 | ξ | 0,246 |
| 8 | $\xi < \xi_r$ | 0,246 < 0,533 |
| 9 | A _s , см ² | 12,6 |
| 10 | A _{min} , см ² | 0,75 |

По сортаменту стержневой арматуры [прил. 6, 4] назначаем:

- нижняя арматура каркасов в пролете 3Ø25 А400 с площадью 14,73 см² больше требуемой по расчету 12,6 см²;

2.1.11.3 Поперечное армирование

Шаг поперечных стержней $s = 150$ мм, поскольку $h = 500 > 450$ и $s = 150 < h / 3 = 166$ мм.

Максимальный диаметр продольных стержней каркасов 20 мм. По условию свариваемости с продольными стержнями минимальный диаметр поперечной арматуры 3 мм. Назначаем Ø3 класса В_p 500 в два ряда, A_{sw} = 0,39 см². Расчетное сопротивление растяжению R_{sw} = 300 МПа.

Максимальная поперечная сила из табл.4 Q_{max} = 80,12 кН.

Расчет изгибаемых железобетонных элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями

$$Q_{\max} < 0,3 \varphi_{wl} R_b b h_0 = 0,3 \cdot 0,8 \cdot 7,65 \cdot 0,15 \cdot 0,46 \cdot 1000 = 126,68, \quad (2.38.9)$$

где φ_{bl} – коэффициент, принимаемый равным 0,3

$Q_{\max} = 80,12 < 126,68$ кН. Следовательно, прочность обеспечена.

Расчет по наклонным сечениям на действие поперечных сил производят в соответствии

$$Q_{\max} = 126,68 \text{ кН} > Q_b = 0,5 \varphi_{b2} \gamma_{b1} R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 0,19 \cdot 0,75 \cdot (1000) = 43,09 \text{ кН} \quad (2.38.10)$$

Поперечная арматура требуется по расчету.

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s} = \frac{300 \cdot 0,39(0,0001)}{0,15} = 0,078 \text{ МПа} \cdot \text{м} \quad (2.38.11)$$

$$q_{sw} = 0,78 > 0,3 \gamma_{b2} R_{bt} b = 0,3 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 0,19 = 0,041 \text{ МПа}$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 \gamma_{b1} b R_{bt} b h_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 0,2 \cdot 0,45^2}{0,078}} = 0,84 \text{ м}. \quad (2.38.12)$$

Так как в формулах $c_0 = 1,36 < 2h_0 = 1,5$, следовательно $c = 1,36$ м.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_b = \frac{2 \varphi_{b2} \gamma_{b1} R_{bt} b h_0^2}{c} = \frac{2 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 0,19 \cdot 0,75^2}{1,36} (1000) = 106,09 \text{ кН}. \quad (2.38.13)$$

Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой,

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c = 0,75 \cdot 0,078 \cdot 1,36 \cdot (1000) = 79,56 \text{ кН}. \quad (2.38.14)$$

Проверка прочности:

$$Q_{\max} - (g + v) c = 43,09 - (8,64+8,21) \cdot 1,36 = 20,17 \text{ кН} \quad (2.38.15)$$

$$Q_b + Q_{sw} = 106,09 + 79,56 = 168, \text{ кН} > 76,2 \text{ кН}. \quad (2.38.16)$$

Следовательно, прочность обеспечена.

Защитный слой бетона для продольной арматуры не менее 20 мм, для поперечной арматуры не менее 10 мм.

2.2 Расчет простенка наружной стены

2.2.1 Армирование простенка 1-го этажа

Таблица 2.2.1-Сбор нагрузок на покрытие

| Вид нагрузки: | Нормативная нагрузка, кН/м ² | Коэффициент надежности по нагрузке | Расчетная нагрузка, кН/м ² |
|--|---|------------------------------------|---------------------------------------|
| Техноэласт ЭПП 4,0 | 0,039 | 1,2 | 0,047 |
| Стяжка из цем.пес. раствора | 0,540 | 1,2 | 0,648 |
| Пенополистирол в полиэтиленовой пленке | 0,1 | 1,2 | 0,12 |
| Плита (220 мм) | 3,8 | 1,1 | 4,2 |
| Итого: | 5,37 | | 6,08 |
| Снеговая нагрузка (по СНиП 2.01.07-85) | 1,74 | | 2,49 |
| Временные эксплуатационные нагрузки (по СНиП 2.01.07-85) | 0,5 | 1,2 | 0,6 |
| Итого: | 2,24 | | 3,09 |
| Полная нагрузка: | 2,74 | | 9,17 |

Нагрузка с кровли:

$$N_{кр} = (p+v) \cdot \gamma_f \cdot A_{кр} = 9,17 \cdot 0,95 \cdot 1,83 \cdot 3,15 = 50,21 \text{ кН} \quad (2.39)$$

Нагрузка со стены:

$$N_{ст.380} = (\gamma_f \cdot \gamma_n \cdot p_{кирп} \cdot \delta_{ст} \cdot A_{ст}) = 1,1 \cdot 0,95 \cdot 18 \cdot 0,32 \cdot 3,72 \cdot 2,76 = 36,1 \text{ кН} \quad (2.40)$$

Нагрузка с плит парапета:

$$G_{пар} = (\gamma_f \cdot \gamma_n \cdot p_{бет} \cdot \delta_{пар} \cdot b_{пар} \cdot l_{пар}) = 1,1 \cdot 0,95 \cdot 25 \cdot 0,15 \cdot 0,6 \cdot 2,76 = 6,48 \text{ кН} \quad (2.41)$$

Таблица 15 - Сбор нагрузок на 1м чердачного перекрытия

| Вид нагрузки | Нормативная нагрузка, кг/м ² | Коэффициент надежности по нагрузке | Расчетная нагрузка, кН/м ² |
|--|---|------------------------------------|---------------------------------------|
| Покрытие - бетон В20 $\delta = 50 \text{ мм}$, $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$; | 0,9 | 1,3 | 1,17 |
| Собственный вес плиты $\delta = 0,22 \text{ м}$, | 3,5 | 1,1 | 3,85 |
| Временная (по СНиП 2.01.07-85*) | 2,0 | 1,2 | 2,4 |
| Итого | 5,5 | 1,3 | 7,42 |

Расчет загруженного простенка

Нагрузка с чердачного перекрытия:

$$N_{чер} = (p+v) \cdot \gamma_f \cdot A_{чп} = 7,42 \cdot 0,95 \cdot 1,83 \cdot 3,15 = 40,63 \text{ кН} \quad (2.42)$$

Площадь простенка:

$$A_{пр} = (1,415 \cdot 1,83) + (1,435 \cdot 1,16) = 4,24 \text{ м}^2 \quad (2.43)$$

Нагрузка с 2 этажей:

- Собственный вес простенков:

$$N_{пр} = 2 \cdot (\gamma_f \cdot \gamma_n \cdot p_{кирп} \cdot \delta_{ст} \cdot A_{пр}) = 2 \cdot (1,1 \cdot 0,95 \cdot 18 \cdot 0,64 \cdot 4,24) = 102,09 \text{ кН} \quad (2.43)$$

-Собственный вес утеплителя:

$$N_{ym} = 2 \cdot (\gamma_f \cdot \gamma_n \cdot p_{ym} \cdot \delta_{ym} \cdot A_{np}) = 2 \cdot (1,1 \cdot 0,95 \cdot 0,15 \cdot 0,15 \cdot 4,24) = 0,2 \text{ кН} \quad (2.44)$$

-С перекрытия:

$$N_{nep} = 2((p+v) \cdot \gamma_f \cdot A_{zp}) = 2((7,58+1,8) \cdot 0,95 \cdot 1,83 \cdot 3,15) = 102,73 \text{ кН} \quad (2.45)$$

-С перегородок:

$$N_{перег} = 2 \cdot (\gamma_f \cdot \gamma_n \cdot p_{кирп} \cdot \delta_{ст} \cdot h_{ст} \cdot l_{ст}) = 2 \cdot (1,1 \cdot 0,95 \cdot 18 \cdot 0,12 \cdot 2,5 \cdot 3,15) = 35,55 \text{ кН} \quad (2.46)$$

-Общая нагрузка на простенок 1-го этажа:

$$\begin{aligned} N &= G_{nap} + N_{кр} + N_{ст380} + N_{чеп} + N_{np} + N_{ym} + N_{nep} + N_{перег} \\ &= 6,48 + 50,21 + 36,1 + 40,63 + 102,09 + 0,2 + 102,73 + 35,55 = 373,99 \text{ кН} \end{aligned} \quad (2.47)$$

Эксцентриситет силы P+V относительно оси простенка:

$$e = \frac{h}{2} - \left(\frac{1}{3} \cdot 120 \right) = 0,255 - 0,04 = 0,215 \text{ м} \quad (2.48)$$

Изгибающий момент:

$$M = N_{nep} \cdot e = 102,73 \cdot 0,215 = 22,09 \text{ кН/м} \quad (2.49)$$

Эксцентриситет силы N относительно оси простенка:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{22,09}{373,99} = 0,06 \text{ м} \quad (2.50)$$

Определяем напряжение в кладке при внецентренном сжатии:

$$\sigma = \frac{N \left(1 + \frac{2 \cdot e_0}{h} \right)}{\varphi \cdot F} = \frac{373,99 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 6}{51} \right)}{0,91 \cdot 4641} = 0,19 \text{ кН/см}^2 > R = 0,17 \text{ кН/см}^2 \quad (2.51)$$

Так как $\sigma (R_{sku}) > R$, кладку армируем. При гибкости простенка $\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{285}{51} = 5,58 < 15$ по СНиП II-22-81, принимаем сетчатое армирование из стали класса А-I по ГОСТ 5781-82 $R_a = 1,5 \text{ кН/см}^2$.

Определяем процент армирования μ при котором расчетное сопротивление армированной кладки равно действующим в сечении напряжениям $\sigma = 0,29 \text{ кН/см}^2$.

$$\mu = \frac{(\sigma - R) \cdot 50}{R_a \left(1 - \frac{4 \cdot e_0}{h} \right)} = \frac{(0,29 - 0,17) \cdot 50}{15 \left(1 - \frac{4 \cdot 0,9}{51} \right)} = 0,431\% \quad (2.52)$$

Так как кладка армирована, вносим поправку в величину упругой характеристики кладки и повторяем расчет.

Упругая характеристика армированной кладки:

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R}{R_{sku}} = 1000 \cdot \frac{0,17}{0,29} = 586,2 \quad (2.53)$$

Коэффициент продольного изгиба при гибкости $\lambda_h = 5,58$ и $\alpha_{sk} = 586,2$, $\varphi_a = 0,91$ по СНиП II-22-81*, Напряжение в кладки при $\varphi_a = 0,91$:

$$\sigma = \frac{1209,48 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 0,9}{51}\right)}{0,877 \cdot 4641} = 0,3 \text{ кН / см}^2 \quad (2.54)$$

Процент армирования μ при $\sigma = 0,3 \text{ кН / см}^2$:

$$\mu = \frac{(0,3 - 0,17) \cdot 50}{15 \left(1 - \frac{4 \cdot 0,9}{51}\right)} = 0,49\% \quad (2.55)$$

$$R_{sku} = R + \frac{2R_{sn} \cdot \mu}{100} \cdot \left(1 - \frac{4 \cdot e_0}{h}\right) = 0,17 + \frac{2 \cdot 15}{100} \cdot 0,49 \left(1 - \frac{4 \cdot 0,9}{51}\right) = 0,3 \text{ кН / см}^2 \quad (2.56)$$

Несущая способность простенка из кладки, армированной сетками

$$N = \varphi_a \cdot R_{sku} \cdot F \cdot \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_0}{h}} = 0,877 \cdot 0,3 \cdot 4641 \cdot \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0,9}{51}} = 1223 > 1209 \text{ кН} \quad (2.57)$$

Шаг между стержнями сетки при диаметре стержня 6мм ($f_a = 0,282 \text{ см}^2$)

$s = 15 \text{ см}$:

$$c = \frac{200 \cdot f_a}{\mu \cdot s} = \frac{200 \cdot 0,282}{0,49 \cdot 15} \approx 6 \text{ см} \quad (2.58)$$

Расчет не загруженного простенка

Площадь простенка:

$$A_{np} = (1,415 \cdot 1,83) + (1,435 \cdot 1,16) = 4,24 \text{ м}^2 \quad (2.59)$$

Нагрузка с 2 этажей:

- Собственный вес простенков:

$$N_{np} = 2 \cdot (\gamma_f \cdot \gamma_n \cdot p_{кирп} \cdot \delta_{ст} \cdot A_{np}) = 2 \cdot (1,1 \cdot 0,95 \cdot 18 \cdot 0,64 \cdot 4,24) = 102,09 \text{ кН} \quad (2.60)$$

-Собственный вес утеплителя:

$$N_{ym} = 2 \cdot (\gamma_f \cdot \gamma_n \cdot p_{ym} \cdot \delta_{ym} \cdot A_{np}) = 2 \cdot (1,1 \cdot 0,95 \cdot 0,15 \cdot 0,15 \cdot 4,24) = 0,2 \text{ кН} \quad (2.61)$$

-Общая нагрузка на простенок 1-го этажа:

$$N = G_{нар} + N_{ст380} + N_{np} + N_{ym} \\ = 6,48 + 36,1 + 102,09 + 0,2 = 144,87 \text{ кН} \quad (2.62)$$

Определяем напряжение в кладке при центральном сжатии:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F} = \frac{144,87}{0,91 \cdot 4641} = 0,03 \text{ кН / см}^2 > R = 0,17 \text{ кН / см}^2 \quad (2.63)$$

Так как $\sigma (R_{ски}) < R$, кирпичную кладку армируем, армируем конструктивно арматурной проволокой 5 ВрI шагом 150мм каждые 4 ряда

Вывод: При нагрузке 373,99 кН, действующей на простенок, прочность кирпичной кладки обеспечена за счет армирования (запас прочности 1,14 %). При нагрузке 144,87 кН приняли конструктивную арматуру.

3 Конструирование фундаментов

3.1 Общие сведения

3.1.1 Геоморфология и рельеф

Поверхность площадки относительно ровная характеризуется отметками 312,95 – 313,85 м.

3.1.2 Геологическое строение

В геологическом строении исследуемой территории (в пределах зоны воздействия проектируемых зданий и сооружений) принимают участие аллювиальные отложения представленные суглинками.

С поверхности природные грунты перекрыты насыпными грунтами мощностью от 1.5 до 2.5 м.

Условия залегания литолого-генетических типов грунтов представлены в геологических колонках скважин и на инженерно-геологических разрезах.

3.1.3 Гидрогеологические условия

На исследуемой территории при проведении изысканий грунтовые воды вскрыты на глубинах от 2,4 до 3,8 (Абс. отм. 310.70-311.45 м.)

Приурочены подземные воды к аллювиальным суглинистым грунтам.

Питание осуществляется за счет инфильтрации атмосферных осадков, разгрузка в пойме реки Кача. Уровень сезонных колебаний 1,2-1,5м.

При существующих гидрогеологических условиях грунты основания сооружений будут находиться в зоне подтопления.

Оценка агрессивных свойств выполнена по наихудшим показателям химического состава грунтовых вод, расчётные значения содержания отдельных компонентов, определяющих степень агрессивности грунтовых вод на конструкции из бетонов и железобетонов приведены в приложении Ж.

Согласно таблицам 6 и 7 СНиП 2.03.11-85 степень агрессивного воздействия грунтовых вод на конструкции из бетона и железобетона по худшим показателям частных определений сульфатов и хлоридов неагрессивные.

3.1.4 Свойства грунтов

Свойства грунтов были изучены лабораторными методами.

В лабораторных условиях были определены основные классификационные показатели, физические и физико - механические свойства грунтов.

По глинистым грунтам был проведен комплекс испытаний физико-механических свойств грунтов, методом компрессионного сжатия с одной ветвью нагрузки, в водонасыщенном состоянии, для получения деформационных характеристик грунтов.

Для получения прочностных характеристик был выполнен комплекс испытаний методом консолидированного среза.

Истираемость грунтов ИГЭ-1,3 рассчитана по результатам испытания грунтов в полочном барабане. Плотность грунтов определена валовым опробованием.

В результате анализа пространственной изменчивости частных показателей физико-механических свойств грунтов, определенных лабораторными методами и данных о геологическом строении и литологических особенностях грунтов, в соответствии с ГОСТ 25100-95 в сфере воздействия проектируемых сооружений выделяются следующие инженерно-геологические элементы (ИГЭ):

Слой 1 Техногенный - насыпной грунт (tQ_{IV}) представлен гравийным грунтом с суглинистым заполнителем тугопластичной консистенции, средней прочности, сильновыветрелый. Мощность насыпных грунтов 0,0-2,3 м.

Гранулометрический состав гравийных грунтов представлен в приложении Л.

Определение нормативного значения модуля деформации, угла внутреннего трения и удельного сцепления выполняется в соответствии с методикой оценки прочности и сжимаемости крупнообломочных грунтов с пылеватым и глинистым заполнителем и пылеватых и глинистых грунтов с крупнообломочными включениями, ДальНИИС. – М.: Стройиздат, 1989.

На стадии разработки проектной документации при расчетах оснований по деформациям рекомендуется принять нормативный модуль деформации при природной влажности – 46,4 МПа. Нормативное значение удельного сцепления – 0,009 МПа, угол внутреннего трения – 30,2°. Расчет прочностных и деформационных характеристик грунтов приведен в приложении М.

Слой 2-ИГЭ-2 Суглинок мягкопластичный, красновато-бурый, с редкими прослоями песка мелкого.

Залегаёт от 0,2 - 2,3 м. Мощность слоя от 0,2 до 6,7 м.

По результатам компрессионных испытаний нормативное значение модуля деформации в интервале давлений 0,1-0,3 МПа в условиях полного водонасыщения – 3,4 МПа.

При расчетах оснований по деформациям рекомендуем принять:

- нормативное значение удельного сцепления – 0,012 МПа;
- нормативное значение угла внутреннего трения 23°, согласно текст. табл.5.1.

По данным статического зондирования среднее удельное сопротивление грунта конусу зонда составляет 0,61 МПа, нормативное значение удельного сцепления 14,6 кПа, нормативное значение угла внутреннего трения 21,0° Модуль деформации, при нормативном значении – 3,8 МПа (таблица 5.2)

Модуль деформации по лабораторным данным с учетом коэффициента $m_{k-2,95}$ 5,1 Мпа (Приложение Д). Коэффициент $m_{k-2.95}$ принят по табл. 51 СП 50-101-2004. В зависимости от коэффициента пористости. Прочностные характеристики получены по результатам статистической обработки консолидированного среза при полном водонасыщении составляют: $C_n=12$ кПа, $\varphi_n=23$ град.;

Коэффициент фильтрации суглинков мягкопластичных изменяется от 0.07 до 0.08 м\сут.

ИГЭ-3 Гравийный грунт с супесчаным заполнителем -25,7%.

Залегают от 8,8-9,3 до 11,0 м. Вскрытая мощность слоя от 1,7 до 3,7 м.

Гранулометрический состав гравийных грунтов представлен в приложении Д.

Определение нормативного значения модуля деформации, угла внутреннего трения и удельного сцепления выполняется в соответствии с методикой оценки прочности и сжимаемости крупнообломочных грунтов с пылеватым и глинистым заполнителем и пылеватых и глинистых грунтов с крупнообломочными включениями, ДальНИИС. – М.: Стройиздат, 1989.

На стадии разработки проектной документации при расчетах оснований по деформациям рекомендуется принять нормативный модуль деформации при природной влажности – 31,8 МПа. Нормативное значение удельного сцепления – 0,014 МПа, угол внутреннего трения – 32,7°. Расчет прочностных и деформационных характеристик грунтов приведен в приложении М.

3.1.5 Коррозионные свойства грунтов

В зоне взаимодействия с основаниями проектируемого сооружения выделен инженерно-геологический элемент ИГЭ-2, обладающий различной коррозионной агрессивностью. По результатам полевых геофизических измерений удельное электрическое сопротивление (УЭС) грунтов в пределах участка изысканий до глубины составляет 3,0 м: 11-33 pОм.м, что соответствует высокой и средней коррозионной агрессивности грунтов по отношению к углеродистой и низколегированной стали (приложение Е)

Суммарное содержание воднорастворимых солей (D_{sal}) в грунтах зоны аэрации (ИГЭ-2) изменяется от 0,1169 до 0,1308% (приложение Е). Грунты согласно таблице Б.26 ГОСТ 25100, относятся к незасоленным. Грунты по содержанию хлоридов и сульфатов не агрессивны к железобетонным конструкциям. По результатам лабораторных определений коррозионной активности по отношению к свинцовой оболочке кабеля – высокая, к алюминиевой-средняя.

3.2 Проектирование ленточного фундамента

3.2.1 Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства

Проектирование начинается с ознакомления с грунтовыми условиями, расчета показателей. При этом необходимо руководствоваться следующими рекомендациями. Число строк в заполняемой таблице должно соответствовать числу слоев грунта в задании. При наличии уровня подземных вод, находящегося в водопроницаемом слое, число строк увеличивают на одну, чтобы обозначить части слоя грунта, находящегося над и под горизонтом подземных вод. В последнем случае грунт считается насыщенным водой, т.е. коэффициент водонасыщения грунта $S_r=1$.

Физические характеристики грунта находят по формулам:

$$\rho_d = \rho_s / (1 + e), \quad (3.1)$$

$$\rho = \rho_d (1 + w), \quad (3.2)$$

$$S_r = w \rho_s / e \rho_w, \quad (3.3)$$

где ρ_s - плотность частиц грунта, значение которой принимают для песчаных и крупнообломочных грунтов равным $2,66 \text{ т/м}^3$, для пылевато-глинистых грунтов равным $2,7 \text{ т/м}^3$; ρ_w - плотность воды (равна 1 т/м^3);

$$\rho_d = \rho / (1 + w), \quad (3.4)$$

$$e = (\rho_s - \rho_d) / \rho_d, \quad (3.5)$$

Для грунтов, находящихся выше уровня подземных вод, а также для водонепроницаемых грунтов (ил, суглинок, глина), расположенных под водой удельный вес рассчитывают по формуле:

$$\gamma = \rho \cdot g, \quad (3.6)$$

где g – ускорение свободного падения.

В тех случаях, когда водопроницаемый грунт расположен ниже горизонта подземных вод, определяют удельный вес с учетом взвешивающего действия воды γ_{sb} по формуле:

$$\gamma_{sb} = g(\rho_s - 1) / (1 + e), \quad (3.7)$$

Для водонепроницаемых грунтов дополнительных значений не находят, заносят значения ρ , γ , C , ϕ , E . В остальных случаях ставится прочерк.

Полное наименование грунта принимают для песчаных грунтов в зависимости от плотности сложения, табл.4/1/и степени влажности, табл.5/1/, для глинистых – по показателю текучести, табл.6/1/, который определяют по формуле:

$$J_L = (w - w_P) / (w_L - w_P), \quad (3.8)$$

где w_L и w_P – влажности соответственно на границе текучести и на границе пластичности.

Нормативные значения характеристик C_{II} , ϕ_{II} , E принимают по табл.7 и табл. 8.1.

Расчетное сопротивление грунта R_o для предварительного определения размеров подошвы фундамента принимают по табл.9/1/.

В ходе выполнения оценки грунтовых условий было выявлено:

1. Суглинок легкий песчанистый мягкопластичной консистенции не посадочный незасоленный не набухающий с примесью органических веществ;
2. Грунтовые воды встречены на глубине 3,1 м.;
3. Уровень сезонных колебаний 1,2-1,5 м. При проектировании необходимо учитывать, что грунты основания сооружений будут находиться в подтопленном состоянии.

Таблица 3.1 - Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства

| Полное наименование грунта | h, м | W, д.е. | e, д.е. | Плотность, т/м ³ | | | $\gamma(\gamma_{sb})$, кН/м ³ | J _L , д.е. | S _r , д.е. | Расчетные характеристики | | | R ₀ , кПа |
|----------------------------------|---------|------------|------------|--------------------------------|----------|----------|--|--------------------------|--------------------------|-----------------------------|--------------------------|-----------|-------------------------|
| | | | | ρ | ρ_s | ρ_d | | | | φ_{II} , град | C _{II} , кПа | E, МПа | |
| Насыпные грунты | 1,6 | 0,132 | 0,68 | 1,79 | 2,67 | 1,59 | 17,55 | - | - | 30,2 | 9 | 46,4 | - |
| Супесь мягко пластичная | 3,1 | 0,229 | 0,663 | 1,98 | 2,68 | 1,61 | 19,42 | 0,54 | 0,92 5 | 16,6 | 12 | 3,8 | 180 |
| Супесь мягко пластичная | 4,2 | 0,251 | 0,628 | 2,06 | 2,68 | 1,65 | 20,2 | 0,57 | 1,07 2 | 16,6 | 12 | 3,8 | 180 |
| Гравийные грунты | 2,1 | 0,18 | 0,528 | 2,06 | 2,66 | 1,74 | 20,2 | 0,77 | - | 32,7 | 14 | 31,8 | 400 |

3.2.2 Определение глубины заложения фундамента

Глубина заложения фундамента принимается как наибольшая из следующих трех условий:

1. назначения зданий и сооружений, наличия подвалов, подземных коммуникаций и фундаментов под оборудование;
2. величины и характера нагрузок, действующих на основание;
3. геологических и гидрогеологических условий строительной площадки.

Конструктивные требования, предъявляемые к фундаментам, должны обеспечивать передачи нагрузки на основание от протяженных элементов строительных конструкций. Минимальная глубина заложения зависит от глубины промерзания грунта. Здание имеет подвал, относительная отметка от уровня пола первого этажа -2,55м.

Глубину заложения фундаментов принимаем согласно конструктивных требований.

$$(3.9) \quad d = H_n - H_{ц} + h_{cf} + h_{min} = 2,55 - 1,4 + 0,15 + 0,99 = 2,29\text{м}$$

H_n - высота подвала, м;

$H_{ц}$ -высота цоколя, м;

h_{cf} -толщина пола подвала, м;

h_{min} -минимальное расстояние от пола подвала до уровня подошвы фундамента, м.

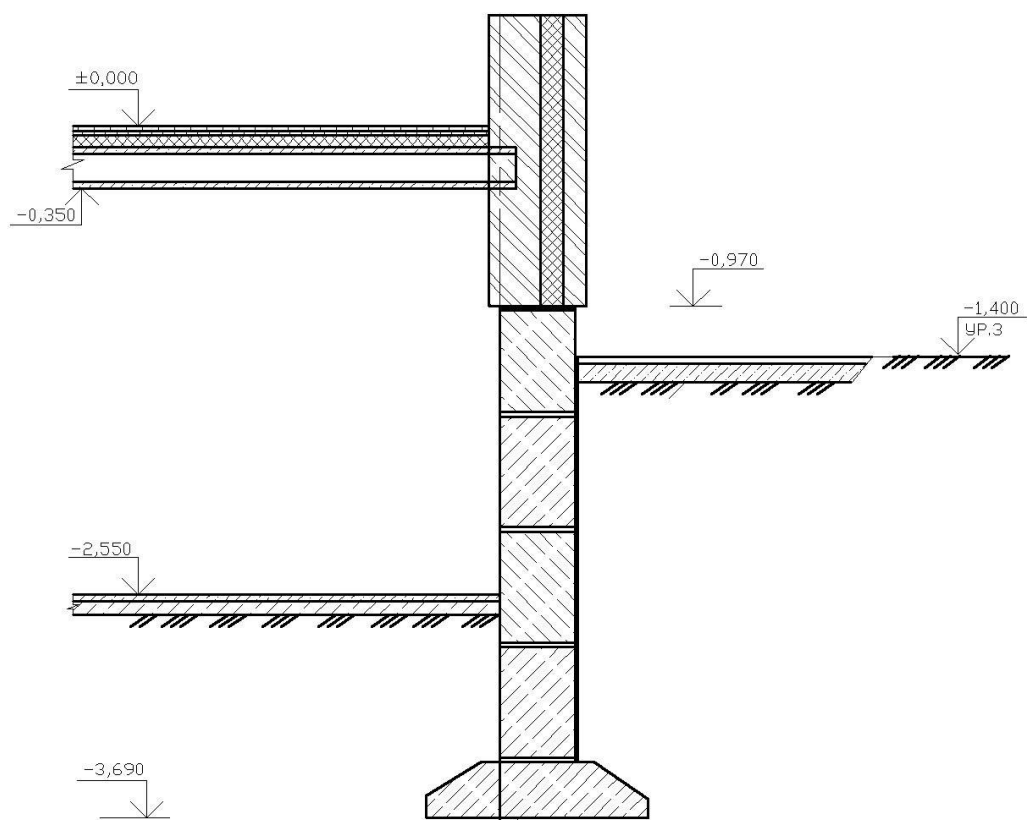


Рис. 1 Глубина заложения фундамента

3.2.3 Определение нагрузок, действующих на фундамент и основание

Определим нагрузки на ленточные фундаменты под продольные стены по осям В и Г кирпичного двухэтажного здания ГИБДД, возводимого в г. Красноярске.

Рассматриваемое здание относится ко II классу по степени ответственности, коэффициент надежности по назначению $Y_f=0,95$.

Критерием жесткости при сборе нагрузок на ленточные фундаменты является расстояние между поперечными стенами здания L_w . Так как максимальное значение $L_w=27,14$ м, здание имеет жесткую конструктивную схему.

Нагрузки собираем в двух вариантах: с коэффициентами надежности по нагрузке $Y_f=1$, что требуется в расчетах оснований по деформациям, и с коэффициентами надежности по нагрузке $Y_f>1$, что необходимо в расчетах по несущей способности.

Таблица 3.2. Постоянные нагрузки на 1 м² перекрытий и покрытия

| Нагрузки | Нагрузка, кПа, для расчета по | | Коэффициент надежности по нагрузке, $Y_f>1$ |
|---|----------------------------------|------------------------|--|
| | деформа- циям | несущей способности | |
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| От перекрытия 1-го этажа (D_1) с полом из мозаичного бетона: | | | |
| - бетонное мозаичное покрытие без рисунка; $t=20\text{мм}$; $\rho=24 \text{ кН/м}^3$ $0,02 \times 24 = 0,48 \text{ кН/м}^2$ | 0,48 | 0,53 | 1,1 |
| - стяжка из цементного раствора; $t=20\text{мм}$; $\rho=18 \text{ кН/м}^3$ $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ кН/м}^2$ | 0,36 | 0,43 | 1,2 |
| - тепло- и звукоизоляция от шлака гранулированного; $t=40\text{мм}$; $\rho=8 \text{ кН/м}^3$ $0,04 \times 8 = 0,32 \text{ кН/м}^2$ | 0,32 | 0,38 | 1,2 |
| - круглопустотная панель; $t=220\text{мм}$ | 3,0 | 3,30 | 1,1 |
| Итого от D_1 | 4,16 | 4,64 | |
| От перекрытия 1-го этажа (D_2) с полом из мозаичного бетона: | | | |
| - бетонное мозаичное покрытие без рисунка; $t=20\text{мм}$; $\rho=24 \text{ кН/м}^3$ | 0,48 | 0,53 | 1,1 |
| - стяжка из цементного раствора; $t=20\text{мм}$; $\rho=18 \text{ кН/м}^3$ | 0,36 | 0,43 | 1,2 |

| | | | |
|---|-------------|-------------|-----|
| - тепло- и звукоизоляция от шлака гранулированного; $t=20\text{мм}$; $\rho=8 \text{ кН/м}^3$ | 0,16 | 0,19 | 1,2 |
| - монолитное часторебристое кессонное перекрытие; $h=460\text{мм}$; $h_{\text{пл}}=60 \text{ мм}$ (см.2.1.3) $q_{\text{пл}}^{\text{норм}} + q_{\text{ребр}}^{\text{норм}} = 1,5 + 1,75 = 3,25 \text{ кН/м}^2$ | 3,25 | 3,58 | 1,1 |
| Итого от Д₂ | 4,25 | 4,73 | |
| От перекрытия (Д ₃) с бетонным полом: - бетонное мозаичное покрытие без | | | |

| | | | |
|---|-------------|-------------|-----|
| рисунка; $t=20\text{мм}$; $\rho=24 \text{ кН/м}^3$ | | | |
| - стяжка из цементного раствора; $t=20\text{мм}$; | 0,48 | 0,53 | 1,1 |
| $\rho=18 \text{ кН/м}^3$ | 0,36 | 0,43 | 1,2 |
| - тепло- и звукоизоляция из плит древесно-волокнистых; $t=40\text{мм}$; $\rho=2 \text{ кН/м}^3$ | 0,08 | 0,1 | 1,2 |
| - круглопустотная панель; $t=220\text{мм}$ | 3,0 | 3,3 | 1,1 |
| Итого от Д₃ | 3,92 | 4,36 | |
| От перекрытия (Д ₄) с паркетным полом: | | | |
| - пол паркетный березовый без жилок; $t=20\text{мм}$; $\rho=8 \text{ кН/м}^3$ | 0,16 | 0,18 | 1,1 |
| - стяжка и гидроизоляция из литого асфальтобетона; $t=40\text{мм}$; $\rho=21 \text{ кН/м}^3$ | 0,84 | 1,01 | 1,2 |
| - тепло- и звукоизоляция из плит древесно-волокнистых; $t=150\text{мм}$; $\rho=2 \text{ кН/м}^3$ | 0,3 | 0,36 | 1,2 |
| - монолитное часторебристое кессонное перекрытие | 3,25 | 3,58 | 1,1 |
| Итого от Д₄ | 4,55 | 5,13 | |
| От покрытия (Д ₅) и (Д ₆): | | | |
| - наплавляемый рубероид; $t=25\text{мм}$; $\rho=6 \text{ кН/м}^3$ | 0,15 | 0,18 | 1,2 |
| - кровельный картон; $t=15\text{мм}$; $\rho=10 \text{ кН/м}^3$ | 0,15 | 0,18 | 1,2 |
| - утеплитель: плиты и минераловатные, жесткие; $t=200\text{мм}$; $\rho=2 \text{ кН/м}^3$ | 0,4 | 0,48 | 1,2 |
| - набетонка из пенобетона по | 0,2 | 0,24 | 1,2 |

| | | | |
|---|-------------------------------|----------------------------------|------------------------------|
| уклону; $t=50\text{мм}$; $\rho=4\text{ кН/м}^3$ - пароизоляция: 2 слоя рубероида D_5 - круглопустотная панель $t=220\text{ мм}$ D_6 - ребристая железобетонная панель; $t=100\text{мм}$; $\rho=25\text{ кН/м}^3$ - собственный вес армоцементных конструкций из пирамидальных элементов (приблизительно) | 0,1 3,0 2,5 1,65 | 0,12 3,30 2,75 1,82 | 1,2 1,1 1,1 1,1 |
| Итого от D_5 | 4,0 | 4,5 | |
| Итого от D_6 | 5,15 | 5,77 | |

Кладка наружных стен – колодцевая. Внешний слой, толщиной 0,12 м из керамического кирпича $\rho=18\text{кН/м}^3$, внутренний слой, толщиной 0,38 м из кирпича глиняного обыкновенного, $\rho=18\text{кН/м}^3$. Утеплитель толщиной 0,09 м – пенополиуретан, $\rho=40\text{кН/м}^3$, воздушная прослойка 0,003, $\rho=0,16\text{кН/м}^3$. Для определения веса кирпичных стен вычисляем вес отдельных участков кладки стены: по оси Г: кл1; кл2; кл3; кл4; кл5; кл6; кл7; кл8.

При этом нагрузка для участков кл4 и кл6 на уровне окон определяется с использованием коэффициента проемности η , который представляет собой отношение площади поперечного сечения кладки с учетом проемов к площади поперечного сечения глухой кладки на длине 1,42 м:

$$\eta = 1,420 \times 0,59 - 0,59[(0,910 + 0,910) \times 0,38 + (0,78 + 0,78) \times 0,13] / 1,420 \times 0,59 = 0,21 \quad (3.10)$$

Таблица 3.3. Постоянные нагрузки на 1 м^2 кирпичной кладки

| Стена | Участок кладки и вычисление нагрузки | Нагрузка, кН/м при расчете по | | $\gamma_f > 1$ |
|---------------------|--|-------------------------------|---------------|----------------|
| | | деформациям | несущей сп-ти | |
| Внутренняя по оси Г | Кладка стены подвала из бетонных блоков до планировочной отметки (кл1) $0,4 \times 1,6 \times 24 = 15,4\text{кН/м}$ | 15,4 | 16,9 | 1,1 |
| | Кладка от отм. 0,35 м до отм. 6.300 м (кл2) $0,38 \times 6,65 \times 18 = 45,49\text{ кН/м}$ | 45,49 | 50,04 | 1,1 |
| | Кладка от отм. 6.300 м до отм. 7.575 м (кл3) $(0,21 \times 18 + 0,14 \times 3) \times 1,275 = 9,03\text{ кН/м}$ | 5,84 | 5,84 | 1,1 |
| | Кладка между окнами (кл5) $(0,21 \times 18 + 0,14 \times 3) \times 1,39 = 0,84\text{ кН/м}$ | 9,84 | 10,82 | 1,1 |
| | Кладка от отм. 12,385 м до отм. 12.900 м (кл7) | | | |
| | | | | |
| | | | | |

| | | | |
|---|-------|-------|-----|
| (0,21x18+0,14x3)x0,515=3,65 кН/м Кладка выше отм. 12.900 м (кл8) | 3,65 | 4,02 | 1,1 |
| 0,38x2,475x18=16,93 кН/м | 16,93 | 18,62 | 1,1 |
| Кладка на уровне окна 1 (кл4) с учетом $\eta=0,21$ | 9,54 | 10,49 | 1,1 |
| 0,51x2,81x0,37x18 | | | |
| Кладка на уровне окна 2 (кл6) с учетом $\eta=0,37$ | 2,07 | 2,28 | 1,1 |
| 0,51x0,61x0,37x18 | | | |

Вертикальная нагрузка по длине на уровне планировочной отметки на фундамент стены по оси Г для расчетов по деформациям составляет:

$$\begin{aligned}
 N_2^{\text{II}} &= (D_2 + D_5) \times 1,975 + (D_3 + D_6) \times 5,84 + (D_7 + \text{CH1}) \times 1,975 + 2 \text{ПН2} \times 7,815 + \text{П1} \times \\
 &\quad \times 7,815 + (D_8 + \text{CH1}) \times 5,84 + \text{кл1} + \text{кл2} + \text{кл3} + \text{кл4} + \text{кл5} + \text{кл6} + \text{кл7} + \text{кл8} = \\
 &= (4,16 + 3,92) \times 1,975 + (4,25 + 4,55) \times 5,84 + (4,0 + 1,8) \times 1,975 + 2 \times 1,4 \times 7,815 + \\
 &\quad + 4,32 \times 7,815 + (5,15 + 1,8) \times 5,84 + 15,4 + 45,49 + 9,03 + 0,54 + 9,84 + 2,07 + 3,65 + \\
 &\quad + 16,93 = 277,985 \text{ кН/м} \\
 M_2 &= 6,5 \text{ кНм}
 \end{aligned}$$

3.2.4 Определение размеров подошвы фундамента

Площадь подошвы определяем методом последовательных приближений по формуле:

$$b_1 = \frac{N}{R_0 - \gamma_{\text{mt}} \cdot d_1}, \quad (3.11);$$

где N – максимальная сумма нормативных вертикальных нагрузок действующих на обрезе фундамента, кН; $\gamma_{\text{mt}} = 20 \text{ кН/м}^3$ – среднее значение удельного веса грунта и бетона; R_0 – расчетное сопротивление грунта, кПа; d_1 – приведенная глубина заложения фундамента от пола подвала, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + \frac{h_{\text{cf}} \cdot \gamma_{\text{cf}}}{\gamma'_{\text{II}}}, \quad (3.12)$$

Где h_s – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м; h_{cf} – толщина пола подвала, м; γ_{cf} – расчетный удельный вес материала пола подвала, кН/м³;

$$d_1 = h_s + \frac{h_{\text{cf}} \cdot \gamma_{\text{cf}}}{\gamma'_{\text{II}}} = 0,99 + \frac{0,15 \cdot 0,22}{19,42} = 1,16 \text{ м};$$

Определяем ширину подошвы в первом приближении для ост В

$$b_1 = \frac{160}{180 - 20 \cdot 1,16} = 1,14 \text{ м};$$

Определяем ширину подошвы в первом приближении для оси Г

$$b_1 = \frac{277,985}{180 - 20 * 1,16} = 1,77 \text{ м};$$

Расчетное сопротивление грунта определяем по формуле

$$R_1 = \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{K} (M_y * r_z * b_1 * \gamma_{II} + M_g * d_1 * \gamma'_{II} + (M_g - 1) * d_b * \gamma'_{II} + M_c * C_{II}) \quad (3.13)$$

Где γ_{c1} - коэффициент условия работы;

$\gamma_{c2} = 1$ - коэффициент условия работы для двухэтажного административного здания;

$K = 1$, т.к. C_{II} и ϕ_{II} определены лабораторно;

M_y, M_g, M_c - коэффициенты, зависящие от ϕ_{II} ;

$K_z = 1$ - коэффициент, при ширине подошвы фундамента $b < 10 \text{ м}$;

γ_{II} - расчетное значение удельного веса грунта ниже подошвы фундамента, кН/м^3 ;

γ'_{II} - тоже для глубины выше подошвы фундамента, кН/м^3 ;

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта под подошвой фундамента, кПа ;

$d_b = 1,6 \text{ м}$ - глубина подвала, равна расстоянию от уровня планирования до пола подвала.

Расчетное сопротивление грунта под осью Г определяем по формуле:

$$R_1 = \frac{1.1 * 1}{1} (0.39 * 1 * 1.77 * 19.42 + 2.57 * 1.16 * 19.42 + (2.57 - 1) * 1.6 * 19.42 + 5.15 * 12) = 200 \text{ кПа}$$

Т.к. в осях Г $R_1 = 194.79 \text{ кПа} > R_0 = 180 \text{ кПа}$ на 8% что допускается то принимаем ширину $b = 1,2 \text{ м}$, которое соответствует размеру фундаментной подушки из сборных железобетонных плит ФЛ 12.24.

Проверяем фактическое давление фундамента на основания:

$$P_{II} = \frac{N + N_{\text{ФЛ}} + N_{\text{ФСБ}} + N_{\text{сг}}}{l * b} \quad (3.14)$$

Где $N = 180 \text{ кН}$ для оси В и $277,985 \text{ кН}$ для оси Г;

$N_{\text{ФЛ}}, N_{\text{ФСБ}}, N_{\text{гр}}$ - нагрузка от 1м фундамента и грунта на его уступах;

$$N_{\text{ФЛ}} = \frac{N}{L} = \frac{1.76 * 9.81}{2.38} = 7.25 \text{ кН/м} \quad (3.15)$$

$$N_{\text{ФБС}} = \frac{4 * 1,96 * 9,81}{2,38} = 32,31 \text{ кН/м} \quad (3.16)$$

$$N_{\text{гр}} = \gamma'_{\text{II}} * (d - h) * 1 * b_{\text{уст}} = 19,42 * (1,2 - 0,3) * 1 * 0,3 = 5,24 \text{ кН/м}$$

Фактическое давление для оси Г

$$P_{\text{II}} = \frac{277,985 + 7,25 + 32,31 + 5,24}{1,2 * 2,38} = 113 \text{ кПа}$$

Для оси Г $P_{\text{II}} = 113 \text{ кПа} < R = 200 \text{ кПа}$ условие выполняется окончательно принимаем ширину $b = 1,2 \text{ м}$

Под кирпичную стену толщиной $\delta = 640 \text{ мм}$ по сортаменту подбираем железобетонные блоки для стен подвала ФБС 12.6.6 толщиной 600 мм.

3.2.5 Определение расчетного сопротивления грунта основания

Расчетное сопротивление грунта находят для здания с подвалом при $b < 10 \text{ м}$ по следующей формуле:

$$R = ((\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}) / K) \cdot [M_{\gamma} K_z b \gamma'_{\text{II}} + M_g d \gamma'_{\text{II}} + (M_g - 1) d b \gamma'_{\text{II}} + M_c C_{\text{II}}], \quad (3.17);$$

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, $\gamma_{c1} = 1$, для административных зданий при соотношении $l/h < 1,5$ $\gamma_{c2} = 1,1$;

K - коэффициент, равный 1, так как C и ϕ определены по таблицам;

M_{γ} , M_g и M_c - коэффициенты, зависящие от ϕ , $M_{\gamma} = 0,36$, $M_g = 2,43$, $M_c = 4,99$.

K_z - коэффициент при $b \leq 10 \text{ м}$, равный 1;

γ'_{II} - расчетное значение удельного веса грунта ниже подошвы фундамента (средневзвешенное - при слоистом напластовании до глубины $z = b$), 19,42;

γ'_{II} , - то же для грунта выше подошвы фундамента, 19,42;

C_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта под подошвой фундамента, кПа, 12;

d - глубина заложения фундамента подвального здания, 2,29 м.

$$R = ((1 \cdot 1,1) / 1) \cdot [0,36 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 19,42 + 2,43 \cdot 1,2 \cdot 19,42 + (2,43 - 1) \cdot 1,6 \cdot 19,42 + 4,99 \cdot 12] = 185,92 \text{ кПа}$$

Полученное значение расчетного сопротивления сравниваю с табличным значением R_0 : $((185,92 - 180) / 180) \cdot 100 = 3,28\%$.

Так как расхождение меньше 20%, то нахождение нового значения ширины подошвы фундамента не требуется.

3.2.6 Проверка условий расчета основания по деформациям

Основным расчетом оснований является расчет по деформациям, при этом расчетная схема для определения осадки принимается в виде линейно-

деформационного полупространства, поэтому давление на основание не должно превосходить расчетного сопротивления $R=180\text{кПа}$.

Таким образом, возможность данного расчета по деформациям проверяется следующими условиями:

1. $P_{\Pi} \leq R$;
2. $P_{\max} \leq 1,2R$;
3. $P_{\min} \geq 0$.

P_{Π} – среднее давление под подошвой фундамента:

$$P_{\Pi} = N_{\Pi}' / A, \quad (3.18)$$

$N_{\Pi}' = N_{\text{ОП}} + G_{\text{ФП}}$ – наибольшая вертикальная нагрузка;

$$G_{\text{ФП}} = b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{\text{мт}} \text{ – вес фундамента,} \quad (3.19)$$

$$N_{\Pi}' = N_{\text{ОП}} + G_{\text{ФП}} = 277,985 + 130,8 = 408,78 \text{кН};$$

$$G_{\text{ФП}} = b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{\text{мт}} = 1,2 \cdot 2,4 \cdot 2,29 \cdot 20 = 130,8 \text{кН};$$

$$P_{\Pi} = N_{\Pi}' / A = 408,78 / (2,85) = 143,43 \text{кПа}.$$

Полученное среднее давление сопоставляют с расчетным сопротивлением. Условие $P_{\Pi} \leq R$ выполняется $143,43 < 180 \text{кПа}$.

1. $P_{\max} \leq 1,2R$

$$P_{\max, \min} = N_{\Pi}' / A \pm M_{\Pi}' / W, \quad (3.20);$$

$$P_{\max} = N_{\Pi}' / A + M_{\Pi}' / W;$$

$$P_{\min} = N_{\Pi}' / A - M_{\Pi}' / W;$$

где M_{Π}' – расчетное значение момента, действующего на подошву фундамента;

W – момент сопротивления площади подошвы фундамента;

$W = b \cdot l^2 / 6 = 1,2 \cdot 2,4^2 / 6 = 1,152 \text{м}^3$ (для прямоугольной подошвы).

В осях Γ

$$P_{\max} = N_{\Pi}' / A + M_{\Pi}' / W = 277,985 / 2,856 + 6,5 / 1,152 = 102,97 \text{кПа};$$

$$P_{\min} = N_{\Pi}' / A - M_{\Pi}' / W = 277,985 / 2,856 - 6,5 / 1,152 = 91,69 \text{кПа};$$

Условие $P_{\max} \leq 1,2R$ выполняется, условие $P_{\min} \geq 0$ также выполняется

Окончательно принимаю размеры фундамента $b=1200\text{мм}$, $l=2400\text{мм}$, с площадью подошвы фундамента $A=2,88\text{м}^2$.

3.2.7 Проверка давления на кровлю слабого слоя

Данный вид расчета в курсовом проекте не выполняется, так как под грунтом, который служит основанием для фундамента мелкого заложения, более слабых грунтов не залегает, то есть модуль деформации нижележащих пластов грунтов того же порядка что и песка мелкого.

3.2.8 Определение средней осадки основания методом послойного суммирования

Расчет основания по деформациям заключается в проверке условия:

$$S < S_u;$$

где S – ожидаемая деформация фундамента (средняя осадка), определяемая расчетом при проектировании фундамента;

S_u – предельная совместная деформация основания и сооружения, назначаемая при проектировании здания. Для одноэтажного промышленного здания значение S_u равняется 12см.

Расчет осадки методом послойного суммирования выполняют в следующей последовательности:

1. контур фундамента наносят на бланк, слева дают инженерно-геологическую колонку с указанием отметок кровли слоев на отметке 0,000, совмещаемой с планировочной;

2. основание разделяют на горизонтальные слои толщиной не более $0,4b=0,4 \cdot 2,29=0,916\text{м}$ до глубины $4b=9,16\text{м}$; при слоистых напластованиях границы слоев совмещаются с кровлей пластов и горизонтом подземных вод. Толщины всех слоев могут быть неодинаковы;

3. заполняют графы таблицы (h , z и т.д.);

4. определяют природное бытовое давление на границе слоев. Сначала определяют давление $\sigma_{zg0} = \gamma_{пп} \cdot h_{пп} + \gamma_c \cdot h_c + \gamma_{пм} \cdot (d - h_{пп} - h_c) = 17,55 \cdot 1,6 + 19,42 \cdot 0,69 = 41,48\text{кПа}$ (γ – удельный вес грунтов: Насыпного грунта, суглинка мягкопластичного, h – мощности тех же слоев соответственно). Затем прибавляют давление от каждого нижележащего слоя $\gamma_i \cdot h_i$:

5.

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zg0} + \sum \gamma_i \cdot h_i, \quad (3.21)$$

При определении напряжения $\sigma_{zg} = \sum \gamma_i \cdot h_i$ ниже горизонта подземных вод значение γ принимают для дренирующих грунтов равным γ_{sb} ;

6. находят дополнительное давление под подошвой фундамента:

$$P_0 = P_{II} - \sigma_{zq0} = 143,43 - 41,48 = 101,95\text{кПа}, \quad (3.22)$$

P_{II} – среднее давление на фундамент, 143,43 кПа.

7. по данным $2z/b$ и соотношению сторон подошвы $\eta=l/b=1,1$ устанавливают по табл.14 /1/ значение коэффициента рассеивания напряжений α ; для промежуточных значений $2z/b$ и η значения α определяются интерполяцией;

8. по данным σ_{zg} и σ_{zp} строят эпюры напряжений в грунте от собственного веса (слева от оси z) и напряжений от дополнительного давления $\sigma_{zp}=\alpha P_o$ (справа от оси z);

9. определяют нижнюю границу сжимаемого слоя ВС, до которого учитывают дополнительные напряжения и возникающие при этом осадки, по соотношению:

$0,2\sigma_{zg}=\sigma_{zp}$, так как в пределах сжимаемой толщи нет слабых грунтов ($E<10$ МПа);

10. для каждого из слоев в пределах сжимаемой толщи определяют среднее дополнительное вертикальное напряжение в слое по формуле:

$$(\sigma_{zpcpi} + \sigma_{zpi+1})/2;$$

11. вычисляют среднюю осадку основания по формуле:

$$S_i = \sigma_{zpi} h_i \beta / E_i,$$

где $\beta = 0,8$;

E_i – модуль деформации i -го слоя, кПа;

12. суммируют показатели осадки слоев в пределах сжимаемой толщи и получают осадку основания S .

Расчет основания считается законченным, так как найденное значение осадки $S = 2,83$ см не превосходит предельного значения осадки $S_u = 15$ см, условие соблюдается.

3.2.9 Проверка устойчивости стены из блоков ФБС на сдвиг на время производства работ

Устойчивость стены на сдвиг по подошве будет обеспечена, если ширину подошвы принять по следующей зависимости:

$$b \geq \frac{k_s(E_a - E_p)}{\gamma_{ср} H_a t g \varphi_{осн} + c_{осн}} \quad (3.23)$$

где k_s – коэффициент безопасности равный 1,2;

E_a – равнодействующая активного давления для стены без наклона:

$$E_a = \frac{1}{2} q_a H_a \quad (3.24)$$

, где q_a – максимальное значение эпюры давления $q_a = \gamma_{cp} H_a$;

E_p – равнодействующая пассивного давления для стены без наклона:

$$E_p = \frac{1}{2} q_p H_a \quad (3.25)$$

, где q_p – максимальное значение эпюры давления

$$q_p = \gamma_{cp} H_a t g^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{осн}}{2} \right) \quad (3.26)$$

γ_{cp} – среднее значение удельного веса грунта засыпки;

H_a – высота засыпки;

$\varphi_{осн}, c_{осн}$ – прочностные характеристики грунта засыпки.

Таким образом при высоте стенки 2,29 м. :

$$q_a = 18,48 \cdot 2,29 = 42,33 \text{ кН/м};$$

$$q_p = 18,48 \cdot 2,29 \cdot 0,56 = 23,7 \text{ кН/м};$$

$$E_a = 0,5 \cdot 42,33 \cdot 2,29 = 48,46 \text{ кН};$$

$$E_p = 0,5 \cdot 23,7 \cdot 2,29 = 27,14 \text{ кН};$$

Минимальная ширина фундамента при которой обеспечивается несущая способность на сдвиг по подошве:

$$b \geq \frac{1,2 \cdot (48,46 - 27,14)}{18,48 \cdot 2,29 \cdot 0,294 + 12} = 1,046 \text{ м.}$$

При максимальной высоте подпорной стены устойчивость обеспечена.

3.2.10 Расчет устойчивости положения стены против сдвига производится из условия

Расчет устойчивости положения стены против сдвига производится из условия

$$F_{sa} \leq \gamma_c F_{sr} / \gamma_n, \quad (3.27)$$

где F_{sa} - сдвигающая сила, равная сумме проекции всех сдвигающих сил на горизонтальную плоскость; F_{sr} - удерживающая сила, равная сумме

проекций всех удерживающих сил на горизонтальную плоскость; γ_c - коэффициент условий работы грунта основания: для пылевато-глинистых грунтов в стабилизированном состоянии - 0,9; γ_n - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,15 для зданий и сооружений II класса ответственности.

Сдвигающая сила F_{sa} определяется по формуле

$$F_{sa} = F_{sa,\gamma} + F_{sa,q} = 27.14 + 0 = 27.14 \text{ кПа}, \quad (3.28)$$

где $F_{sa,\gamma}$ - сдвигающая сила от собственного веса грунта равна:

$$F_{sa,\gamma} = P_d h / 2 = 23.7 \cdot 2.29 / 2 = 27.14 \text{ кН}; \quad (3.29)$$

где P_d - интенсивность горизонтального активного давления грунта от собственного веса P_d , на глубине d следует определять по формуле

$$P_d = [\gamma' \gamma_r h \lambda - c (K_1 + K_2)] d / h = [19.42 \cdot 1.15 \cdot 2.29 \cdot 0.885 - 0] \cdot 1.2 / 2.29 = 23.7 \text{ кПа}, \quad (3.30)$$

где K_1 - коэффициент, учитывающий сцепление грунта по плоскости скольжения призмы обрушения, наклоненной под углом θ_0 к вертикали; K_2 - то же, по плоскости, наклоненной под углом ϵ к вертикали.

$$K_1 = 2 \lambda \cos \theta_0 \cdot \cos \epsilon / \sin(\theta_0 + \epsilon); \quad (3.31)$$

$$K_2 = \lambda [\sin(\theta_0 - \epsilon) \cos(\theta_0 + \rho) / \sin \theta_0 \cos(\rho - \epsilon) \sin(\theta_0 + \epsilon)] + \operatorname{tg} \epsilon, \quad (3.32)$$

где ϵ - угол наклона расчетной плоскости к вертикали; ρ - то же, поверхности засыпки к горизонту; θ_0 - то же, плоскости скольжения к вертикали; λ - коэффициент горизонтального давления грунта.

При отсутствии сцепления грунта со стеной $K_2 = 0$.

При горизонтальной поверхности засыпки $\rho = 0$, вертикальной стене $\epsilon = 0$ и отсутствии трения и сцепления со стеной $\delta = 0$, $K_2 = 0$ коэффициент бокового давления грунта λ , коэффициент интенсивности сил сцепления K_1 и угол наклона плоскости скольжения θ_0 определяются по формулам:

$$K_1 = 2 \sqrt{\lambda}, \quad (3.33)$$

$$\theta_0 = 45^\circ - \varphi / 2. \quad (3.34)$$

Коэффициент горизонтального давления грунта определяется по формуле

$$\lambda = \left[\cos(\varphi - \varepsilon) / \cos \varepsilon \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cos(\varepsilon - \rho)}} \right) \right]^2 \quad (3.35)$$

где δ - угол трения грунта на контакте с расчетной плоскостью (для гладкой стены $\delta = 0$, шероховатой $\delta = 0,5\varphi$, ступенчатой $\delta = \varphi$).

Значения коэффициента λ взяты и прил. 2[5].

$F_{sa,q}$ - сдвигающая сила от нагрузки, расположенной на поверхности призмы обрушения, для нашего здания равна 0;

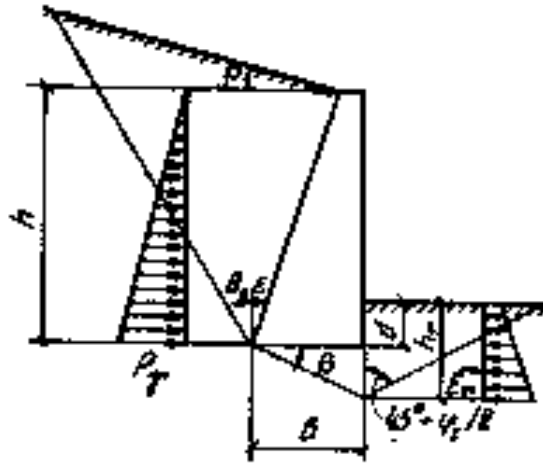


Рис. 3.2. Расчетные схемы массивных подпорных стен

Удерживающая сила F_{sr} для нескального основания определяется по формуле

$$F_{sr} = F_v \operatorname{tg}(\varphi I - \beta) + bcI + E_r = 305,42 \cdot \operatorname{tg} 15^\circ + 1,2 \cdot 3 + 60,55 = 145,69 \text{ кН}, \quad (3.36)$$

где F_v - сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость для массивных подпорных стен:

при $\beta=0$ сумма проекций удерживающих сил F_v минимальна:

$$F_v = F_{sa} \cdot \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta) + G_{ст} + \gamma_1 \cdot \operatorname{tg} \beta b^2 / 2 = 27,14 \cdot \operatorname{tg}(0 + 0) + 305,42 + 15,5 \cdot \operatorname{tg} 0 \cdot 1,2^2 / 2 = 305,42 \text{ кН}; \quad (3.37)$$

где $G_{ст} = 28 + 277,42 = 305,42$ кН - собственный вес стены и грунта на ее уступах и нагрузка от здания;

δ - угол трения грунта на контакте с расчетной плоскостью, для гладкой стены $\delta = 0$;

Таким образом:

$$F_{sa} \leq \gamma_c F_{sr} / \gamma_n, \quad (3.38)$$

$$27,14 \text{ кН} < 0,9 \cdot 145,69 / 1,15 = 131,121 \text{ кН}$$

Устойчивость стены подвала против сдвига обеспечена.

3.2.11 Конструирование ленточного фундамента

Ленточный фундамент, состоящий из железобетонных блоков, также расположенных по размеченной области будущего строительного сооружения.

У сборных железобетонных фундаментов роль монолитной ленты выполняют отдельные блок-подушки, укладываемые впритык один к другому или с небольшими разрывами вдоль оси стены. Величина разрыва определяется расчётом, но принимается не более 0,9 м. По конструкции блок-подушки могут быть сплошные (прямоугольного и трапецеидального сечения), ребристые и пустотные. Наибольшее распространение получили сплошные блок-подушки трапецеидального сечения. Они просты в изготовлении, их конструкция (геометрические размеры и армирование по подошве одной сеткой) обеспечивает необходимую прочность и трещиностойкость. Стенки сборных фундаментов собирают из сплошных (при любой водонасыщенности грунта) или пустотелых (только при маловлажных грунтах) стеновых (фундаментных) блоков. Их изготавливают из тяжелого бетона, керамзитобетона или силикатного бетона. Ширину блоков принимают равной или менее толщины надземных стен, но не менее 300 мм и при свесах стен не более 100 мм в каждую сторону.

Стены фундаментов собирают из нескольких рядов блоков, укладываемых с перевязкой вертикальных швов. Для обеспечения пространственной жёсткости фундамента между продольными и поперечными стенами устраивают не только перевязку швов, но и закладку в швы сеток из арматуры класса A240 (A-I) диаметром 8...10 мм на растворе марки не менее марки раствора основной кладки и не менее M50. Аналогичные сетки вводят в горизонтальные швы между блоками для повышения устойчивости стен подвала под действием активного давления грунта. Толщину армируемых швов принимают равной 30...50 мм. В некоторых случаях для увеличения жёсткости стен подвала их изготавливают из монолитного железобетона или дополнительно устраивают армированные пояса из монолитного железобетона понижу и поверху фундаментных блоков. Высота таких поясов составляет 150...300 мм. При их изготовлении применяют бетон класса не менее B15.

Под ленточными фундаментами устраивают подготовку аналогично отдельным железобетонным фундаментам. Обрез ленточного фундамента (уровень верха фундаментных блоков) обычно выполняют в уровне отметки планировки грунта.

Выпишем параметры фундамента:

- $d=3.69\text{м}$ – глубина заложения фундамента;
- $b=1.2\text{м}$ – ширина подушки фундамента;
- $l=2.38\text{м}$ – длина подушки фундамента;
- $h=0.3\text{м}$ – высота подушки фундамента;
- $b=0.6\text{м}$ – длина фундаментных блоков;

- $l=1.18\text{м}$ – длина фундаментных блоков;
- $h=0.6\text{м}$ – высота фундаментных блоков;

3.3 Проектирование ленточного свайного фундамента

3.3.1 Выбираем параметры сваи

В данном проекте проектируются ленточный свайный фундамент, опирающиеся на сжимаемые грунты и передающие нагрузку острием и боковой поверхностью. Минимальное заглубление нижнего конца сваи в малосжимаемые грунты, а также в пески крупные, средней крупности и пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $J_L < 0,1$ составляет не менее 0,5 м.

При проектировании на просадочных грунтах предусматривают, как правило, заглубление нижних концов свай в непросадочные грунты.

Глубина заложения подошвы ростверка принимаем от конструктивного решения подземной части здания и высоты ростверка. Под стены устанавливаем четыре блока ФБС24.6.6. Для рядового свайного фундамента высоту ленточного ростверка принимаем 500мм.

Назначаем сборные железобетонные забивные сваи марки С ненапрягаемой арматурой сечением 300х300мм.

Глубина заложения подошвы ростверка -2,59м. Отметку головы сваи принимаем на 0,15м выше подошвы ростверка с последующей срубкой. В качестве несущего слоя выбираем гравийные грунты, залегающие с отметки – 8,9м. Исходя из данных условий, определяем длину сваи и приравниваем ее к ближайшему размеру сортамента – 8м. Тогда отметка нижнего конца сваи составляет -10,44м, а заглубление в гравийные грунты составляет 1,39м.

Выбираю для дальнейшего проектирования сваю С8.30, с вариантом армирования 8-14АIII, классом бетона В20, расходом бетона 1м^3 , массой арматуры 50,9кг, массой сваи 1825кг.

3.3.2 Определение несущей способности забивной сваи

По характеру работы в грунте в зависимости от условий опирания нижнего конца проектируемые сваи следует отнести к висячим, так как они не опираются на малосжимаемый грунт (скальный, крупнообломочный с песчаным заполнителем т.д.), а основанием их служит песок крупный средней плотности, насыщенный водой. Эти сваи работают как за счет сопротивления грунта по боковой поверхности, так и за счет сопротивления грунта под нижним концом.

Несущую способность забивной висячей сваи (кН) определяют по формуле:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (3.39);$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, 1;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, 180 кПа;

A – площадь поперечного сечения сваи, м^2 , 0,09 м^2 ;

u – периметр поперечного сечения сваи, м, 1,2;

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа;

h_i – толщина i -го слоя грунта у боковой поверхности сваи, м;

γ_{cR} , γ_{cf} – коэффициенты условий работы соответственно под нижним концом и на боковой поверхности, учитывающие способ погружения и принимаемые при погружении свай марок С, $\gamma_{cR}=1$, $\gamma_{cf}=1$.

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 11630,4 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 206,25) = 1294,2 \text{ кН};$$

Для определения числа свай в фундаменте необходимо назначить допускаемую нагрузку на одну сваю. Ориентировочные ее значения равны:

$$F_d / \gamma_K = 1294,2 / 1,4 = 924,4 \text{ кН}. \quad (3.40)$$

где γ_K – коэффициент надежности, 1,4.

При назначении нагрузки, допускаемой на сваю, учитываются ограничения. Для забивных свай сечением 30х30 см, заглубленных в крупные или гравелистые пески – 600 кН. Поэтому окончательно принимаю допускаемую на сваю нагрузку равную 600 кН.

| Отметка поверхности | Инженерно-геологическая колонка | Свая | Толщина слоя h, м | Расстояние от поверхности до середины слоя, м. | f _i , кПа | f _i h _i , кН*м |
|--|---|--------|-------------------|--|----------------------|--------------------------------------|
| -1,6 Головка -2,29 FL - 2.59 WL -3.1 |  | C80.30 | | | | |
| | | | 2 | 3,59 | 16,62 | 33.24 |
| | | | 2 | 4,59 | 16,89 | 33.78 |
| | | | 1,31 | 5,25 | 19,85 | 26.00 |
| -8,9 | | | 1,00 | 5,75 | 19,35 | 19,35 |
| Острие - 10,44 -11 | | | 1,54 | 6,52 | 60,96 | 93,87 |
| $\sum f_i h_i = 206,24 \text{ кПа}; R = 11630,4 \text{ кПа}$ | | | | | | |

Рис. 3.3 Расчет несущей способности

3.3.3 Определение количества свай на 1 погонный метр фундамента

Количество свай определяем по формуле:

$$n = \frac{N}{F_d / \gamma_k - 0,9 \cdot h_p \cdot \gamma_{cp} - 1,1 \cdot 10 \cdot g_{св}} \quad (3.41)$$

где **n** – количество свай в кусте;

N_{max}^I – максимальная нагрузка на колонну;

g_{св} – количество свай в кусте; **γ_{ср} = 20** кН/м³ – усредненный удельный вес ростверка и грунта на его обрезах.

Количество висячих свай на 1 п.м. равно:

$$n = \frac{277,985}{600 - 0,9 \cdot 0,6 \cdot 20 - 1,1 \cdot 10 \cdot 0,93} = 0,5 \text{ свая}$$

Так как 1 п.м. фундамента требуется 0,50 свая, следовательно, одна свая приходится на 1,5 погонных метра фундамента. Принимаем шаг свай 1,5 метра.

Приведем нагрузку на фундамент с учетом ростверка и оголовка

$$N'_{\text{св}} = N_{\text{св}} + 1,1 \cdot b_p \cdot h_p \cdot \gamma_{\text{в}} + 1,1 \cdot b_o \cdot h_o \cdot \gamma_{\text{в}} \quad (3.42)$$

где $N_{\text{св}}$ – нагрузка на сваю, кН;

1,1 – коэффициент надежности по назначению;

b_p, h_p – ширина ростверка и высота ростверка соответственно, м.;

b_o, h_o – ширина и высота оголовка, м.;

$\gamma_{\text{в}} = 25 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес железобетона.

$$N'_{\text{св}} = 277,985 + 1,1 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 25 + 1,1 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 = 290,085 \text{ кН/м}$$

г) Конструирование ростверка.

Размеры ростверка приняты 700*500 мм, нагрузка на ростверк составляет 368,46кН/м. Класс бетона на прочности принимается В15 с $R_{\text{в}} = 8500 \text{ кН/м}^2$.

Моменты возникающие в ростверке

$$M_{\text{оп.}} = N \cdot L_p^2 / 12, \quad (3.43)$$

$$M_{\text{пр.}} = N \cdot L_p^2 / 24, \quad (3.44)$$

где N – расчетная нагрузка на рядовой свайный фундамент, кН/м;

L_p – расчетная величина пролета, определяемая $L_p = 1,05 (a-d)$;

a – расстояние между сваями в осях (шаг свай), м;

d – сторона сечения свай, м.

$$M_{\text{оп}} = 290,085 \cdot [1,05 \cdot (1,50 - 0,3)]^2 / 12 = 38,38 \text{ кН·м},$$

$$M_{\text{пр}} = 290,085 \cdot [1,05 \cdot (1,50 - 0,3)]^2 / 24 = 19,19 \text{ кН·м}.$$

Сечение арматуры на опоре в верхней зоне.

$$\alpha_{\text{оп}} = M_{\text{оп}} / (b \cdot h_{\text{оп}}^2 \cdot R_{\text{bt}}) \quad (3.45)$$

где b – ширина сжатой зоны сечения, м;

h – рабочая высота каждого сечения, м;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона сжатию, кПа.

$\alpha_{\text{оп}} = 38,38 / (0,7 \cdot 0,45^2 \cdot 8500) = 0,03 \rightarrow \xi = 0,985$ [СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003].

$$A_{\text{сон}} = M_{\text{оп}} / (\xi \cdot h_{\text{оп}} \cdot R_s), \quad (3.46)$$

где ξ – коэффициент определяемый по величине $\alpha_{\text{оп}}$;

R_s – расчетное сопротивление арматуры, кПа (для арматуры класса А400 периодического профиля $d = 10 \div 40$ мм принимаем $R_s = 365000 \text{ кПа}$).

$$C = 38,38 / (0,985 \cdot 0,45 \cdot 365000) = 0,0002372 \text{ м}^2 = 2,372 \text{ см}^2.$$

Принимаю конструктивно арматуру 3Ø12 A400, $A_{\text{son}}=3,393$
Сечение арматуры в пролетах нижней зоне.

$$\alpha_{\text{пр}} = M_{\text{пр}} / (b \cdot h_{\text{пр}}^2 \cdot R_{\text{bt}}) \quad (3.47)$$

где b – ширина сжатой зоны сечения, м;

h – рабочая высота каждого сечения, м;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона сжатию, кПа.

$\alpha_{\text{пр}} = 19,19 / (0,7 \cdot 0,26^2 \cdot 8500) = 0,047 \rightarrow \xi = 0,98$ [СП 63.13330.2012
Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция
СНиП 52-01-2003].

$$A_{\text{son}} = M_{\text{пр}} / (\xi \cdot h_{\text{пр}} \cdot R_s), \quad (3.48)$$

где ξ – коэффициент определяемый по величине $\alpha_{\text{пр}}$;

R_s – расчетное сопротивление арматуры, кПа (для арматуры класса A400
периодического профиля $d = 10 \div 40$ мм принимаем $R_c = 365000$ кПа).

$$A_{\text{son}} = 19,19 / (0,98 \cdot 0,45 \cdot 365000) = 0,000119 \text{ м}^2 = 1,19 \text{ см}^2.$$

Принимаю конструктивно арматуру 3Ø12 A400, $A_{\text{son}}=3,393$

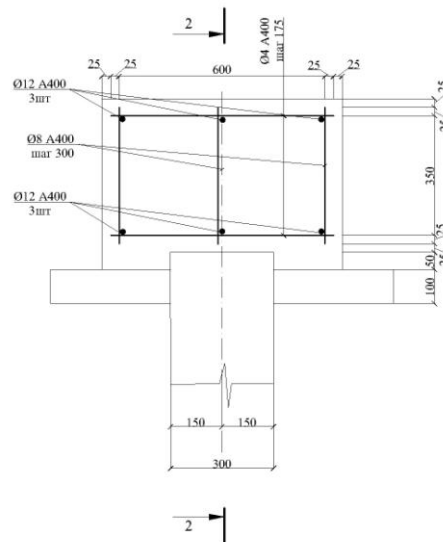


Рис. 3.4 Сечение ростверка 1-1

Таблица 3.4 – Спецификация элементов

| Позиция | Обозначение | Наименование | Количество, шт. | Масса ед., кг |
|---------|---------------------|-------------------|----------------------|---------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| | Сваи железобетонные | | | |
| 1 | ГОСТ 19804-91 | С 80.30 | 126 | 455670 |
| | Ростверк ленточный | | | |
| 1 | ГОСТ 23270-84 | К -1 | 33 | 10,56 |
| 2 | ГОСТ 5784-82* | Ø 8 А240, 1 = 525 | 2268 | 0,18 |
| 3 | Материалы | Бетон В 15 | 65.87 м ³ | 1,7 |
| | К-1 | | | |

| | | | | |
|---|---------------|---------------------|----|------|
| | Детали | | | |
| 1 | ГОСТ 5784-82* | Ø 12 А400, 1 = 5750 | 12 | 4,23 |
| 2 | ГОСТ 5784-82* | Ø 8 А240, 1 = 525 | 84 | 0,15 |
| | | | | |
| | | | | |

Таблица 3.5 – Ведомость расхода стали

| Марка элемента | Расход арматуры, кг, масса | | | | | Всего, кг | Общий расход, кг |
|----------------------|----------------------------|-------|-------|------|------|--------------|------------------------|
| | А-I | | А-III | | | | |
| | Ø 6 | Ø 8 | Ø 10 | Ø 12 | Ø 14 | | |
| К -1 | - | 2,1 | - | 8,46 | - | 10,56 | 348.48 |
| Отдельные стержни | - | 11,52 | - | - | - | 11,52 | 11,52 |
| Итого | | | | | | | 360 |

3.3.5 Подбор сваебойного оборудования и назначение контрольного отказа.

Для забивки свай принимается штанговый дизель-молот.

Отношение массы ударной части молота m_4 к массе свай m_2 должно быть не менее 1,25. Так как $m_2 = 1,15$ т, минимальная масса молота $m_4 = 1,25 \cdot 1,15 = 14,3$ т. Принимаем массу молота $m_4 = 1,8$ т (молот дизельный сваебойный трубчатый СП-996).

Отказ определяется следующим образом

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d \cdot (F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (3.50)$$

где несущую способность сваи принимаю $F_d = 600$ кН;

энергию удара $E_d = 45,4$ кДж;

полную массу молота $m_1 = m_4 = 1,8$ т;

массу наголовника $m_3 = 0,2$ т;

η – коэффициент, принимаемый для железобетонных свай 1500 кН/м².

$$S_a = \frac{600 \cdot 1500 \cdot 0,09}{600 \cdot (600 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{1,8 + 0,2(1,15 + 0,2)}{1,8 + 1,15 + 0,2} = 0,0139 \text{ м} \\ = 1,39 \text{ см};$$

Расчетный отказ сваи должен находиться в пределах $0,5 \text{ см} \leq S_a < 2 \text{ см}$. Так как $0,5 \text{ см} \leq 0,94 \text{ см} < 2 \text{ см}$, то условие выполняется. Следовательно, молот выбран верно.

3.4 Расчет стоимости и трудоемкости возведения ленточного и ленточного свайного фундаментов

Подсчет стоимости и трудозатрат для упрощения ведется для фундаментов под одну колонну. Причем учитываются только те виды и объемы работ, которые отличаются при устройстве фундаментов, например: земляные, свайные работы, изготовление монолитного фундамента. Определяют объемы земляных работ следующим образом.

Для устройства ленточных фундаментов под стены кирпичного здания делают открытый котлован. Выемку грунта выполняем экскаватором ЭО-3322. Верхний ее размер зависит от устойчивости откосов. Так как ленточный фундамент заглублен на глубину до 2,29м в суглинок, то по табл. 22 /1/, принимаю крутизну откоса 1:0,85.

Группагрунта по трудоемкости его разработки соответствует для суглинка грунтов -3 группа.

Расчет стоимости работ и трудоемкости по возведению данных фундаментов ведется на базе расценок и норм трудозатрат 1984г.

Таблица 3.6 - Расчет стоимости и трудоемкости возведения столбчатого фундамента

| Шифр | Наименование работ | Единица измерения | Количество | Расценки, руб. | Стоимость, руб. | Трудоемкость, чел./ч / ед./общ. |
|------------------|---|---------------------|------------|----------------|-----------------|---------------------------------|
| Земляные работы | | | | | | |
| ТЕР01-01-004-06 | Разработка экскаватором грунта 3-ой группы. | 1000 м ³ | 7,218 | 9157,57 | 66099 | 10,827/11,476 |
| ТЕР01-02-056-03 | Ручная разработка грунта под подошвой фундамента | 100 м ³ | 0,35 | 3248,68 | 1148 | 0,049/5,18 |
| ТЕР01-02-061-03 | Обратная засыпка грунта слоями с уплотнением | 1000 м ³ | 2,923 | 1044,23 | 30523 | 2,367/145,565 |
| Монтажные работы | | | | | | |
| ТЕР07-01-001-02 | Укладка плит ленточных фундаментов при глубине котлована до 4 м, масса конструкций до 1,5 т | 100 | 0,76 | 9958,43 | 7568 | 0,478/33,972 |
| ТСЦ-403-0906 | Плиты железобетонные фундаментные | м3 | 26,26 | 1189,15 | 31227 | |
| ТЕР07-01-001-03 | Укладка плит ленточных фундаментов при глубине котлована до 4 м, масса конструкций до 3,5 т | 100 шт. | 1,06 | 15206,27 | 16119 | 0,827/58,724 |
| ТСЦ-403-3101 | Плиты железобетонные фундаментов из бетона класса В20, | м3 | 24,2 | 1217,71 | 29469 | |

Продолжение таблицы 3.6 - Расчет стоимости и трудоемкости возведения столбчатого фундамента

| | | | | | | |
|-----------------|---|---------|-------|---------|-------------|---------------|
| ТЕР07-01-001-02 | Укладка блоков ленточных фундаментов при глубине котлована до 4 м, масса конструкций до 1,5 т | 100 шт. | 10,17 | 9958,43 | 101277,2331 | 6,712/476,973 |
| ТСЦ-403-8382 | Блоки фундаментов из бетона класса В20, W6, F200 с расходом стали 23,66 кг/м3 | м3 | 406,8 | 1212,43 | 493216,524 | |
| Итого: | | | | | 793351,757 | 21,26/731,83 |

Таблица 3.7- Расчет стоимости и трудоемкости возведения ленточного свайного фундамента

| Шифр | Наименование работ | Единица измерения | Количество | Расценки, руб. | Стоимость, руб. | Трудоемкость, чел./ч / ед./общ. |
|-----------------|--|------------------------|------------|----------------|-----------------|---------------------------------|
| Земляные работы | | | | | | |
| ТЕР01-01-004-06 | Разработка экскаватором грунта 3-ой группы. | 1000м ³ | 7,218 | 9157,57 | 66099 | 10,827/11,476 |
| ТЕР01-02-056-03 | Ручная разработка грунта под подошвой фундамента | м ³ | 35,35 | 3248,68 | 1148 | 0,049/5,18 |
| ТЕР01-02-061-03 | Обратная засыпка грунта слоями с уплотнением | 1000м ³ | 2,923 | 1044,23 | 30523 | 2,367/145,565 |
| Свайные работы | | | | | | |
| ТЕР05-01-005-01 | Погружение вибропогружателем железобетонных свай сплошных длиной до 10 м | 1 м3 железобетона свай | 179,28 | 478,8 | 85839,264 | 1003,968/17390,16 |
| ТСЦ-403-8203 | Сваи железобетонные квадратного сечения сплошные из бетона | м3 | 179,28 | 2353,43 | 421922,93 | |

| | | | | | | |
|-----------------------------|--|----------------|-----------|-------------|--------|---------------------|
| | В15 (М200), с расходом арматуры от 180,1 до 190 кг на м3 бетона (в плотном теле) (ГОСТ 19804-91) | | | | | |
| Бетонные работы | | | | | | |
| ТЕР3 0-01- 012- 01 | Устройство монолитного железобетонного ростверка в деревометаллической опалубке | 1 м3 бетона | 65,8 7 | 1827,3 2 | 120366 | 14,491/108 0,268 |
| ТСЦ- 204- 0004 | Горячекатаная арматурная сталь гладкая класса А-I, диаметром 12 мм | Т | 0,36 | 9149,8 1 | 3294 | |
| Монтажные работы | | | | | | |

| | | | | | | |
|-----------------------------|--|------------|-----------|--------------|-----------------|-------------------|
| ТЕР0 7-01- 001- 02 | Укладка плит ленточных фундаментов при глубине котлована до 4 м, масса конструкций до 1,5 т | 100 | 0,76 | 9958,4 3 | 7568 | 0,478/33,97 2 |
| ТСЦ- 403- 0906 | Плиты железобетонные фундаментные | м3 | 26,2 6 | 1189,1 5 | 31227 | |
| ТЕР0 7-01- 001- 03 | Укладка плит ленточных фундаментов при глубине котлована до 4 м, масса конструкций до 3,5 т | 100 шт. | 1,06 | 15206, 27 | 16119 | 0,827/58,72 4 |
| ТСЦ- 403- 3101 | Плиты железобетонные фундаментов из бетона класса В20, | м3 | 24,2 | 1217,7 1 | 29469 | |
| ТЕР0 7-01- 001- 02 | Укладка блоков ленточных фундаментов при глубине котлована до 4 м, масса конструкций до 1,5 т | 100 | 10,1 7 | 9958,4 3 | 101277,23 31 | 6,712/476,9 73 |
| ТСЦ- | Блоки фундаментов из | м3 | 406, | 1212,4 | 493216,5 | |

| | | | | | | |
|----------|--|--|---|---|-------------|--------------------|
| 403-8382 | бетона класса В20, W6, F200 с расходом стали 23,66 кг/м3 | | 8 | 3 | 24 | |
| Итого: | | | | | 7104735,647 | 1039,719/19202,258 |

В ходе выполнения бакалаврской работы были запроектированы два вида фундаментов под стену оси Г двухэтажного здания суда: фундамент мелкого заложения – ленточный и ленточный свайный.

Расчет стоимости возведения обоих видов фундамента показал, что возведение ленточного фундамента гораздо дешевле устройства ленточного - свайного, порядка 88,8%.

Расчет трудоемкости на производство работ по возведению ленточного и ленточного - свайного фундаментов показал, что на устройство ленточного свайного фундамента необходимо затратить на 96% больше труда рабочих и работающих, чем на производство работ по устройству ленточного фундамента.

Из выше сказанного ясно видно, что дороже и трудозатратнее возвести свайный фундамент, и так как инженерно-геологические условия площадки строительства благоприятные – то принимаю к дальнейшему проектированию ленточный фундамент как экономически выгодный и надежный.

4 Технология строительного производства

4.1 Технологическая карта

4.1.1 Область применение карты

Технологическая карта разработана на выполнение строительно-монтажных работ по возведению надземной части двухэтажного мансардного жилого дома.

Объем работ принят из расчета на все этажи:

высота этажей различная:

1 этажа -3,300м.,4,100м.,11,880м.

толщина наружных стен 610 мм, состоящая их кладки рядового полнотелого кирпича, толщиной в 2 кирпича;

толщина внутренних стен 380мм., в 1,5 кирпича;

толщина перегородок в 1/2 кирпича;

плиты перекрытия многопустотные толщиной 220 мм.

В состав работ, рассматриваемых картой, входят:

разгрузка и подача материалов;

замес раствора;

перестановка инвентарных подмостей;

кирпичная кладка стен;

устройство теплоизоляции;
монтаж железобетонных перемычек;
монтаж железобетонных плит перекрытия;
ручная электродуговая сварка монтажных элементов.

Условия строительства: условно-горизонтальная площадка. Период строительства - летний. Работы ведутся в одну смену продолжительностью по 8 часов. Основные работы выполняет комплексная бригада каменщиков - монтажников, выполняющая замес раствора, кладку кирпичных стен, монтаж плит перекрытия.

Строительство объекта выполняется подрядным способом.

Площадка ограждается в пределах границ отведенного земельного участка.

На период строительства предусматриваются следующие мероприятия по охране объекта: строительная площадка ограждается сплошным забором высотой 2 м и полностью освещается в ночное время; для круглосуточной охраны объекта – Подрядчик заключает договор с охранной организацией, имеющей лицензию на данный вид деятельности.

4.2.Выбор стреловых самоходных кранов.

Кран выбираем графическим методом. При этом грузоподъемность и высоту подъема стрелы находим по формулам(4.1)и(4.2),а вылет крюка L и длину стрелы L определяют графически (рис.3.1),для чего в выбранном масштабе вычерчиваю контуры монтируемого сооружения, оси расположения монтируемого элемента и стрелы крана. Последняя должна пройти через точку E на расстоянии 1,0м от крайней точки контура по горизонтали и вертикали под углом 60 градусов к уровню стоянки крана.

Выше уровня стоянки крана на 1,5м провожу линию $M-N$ до пересечения с осью стрелы, затем от этой точки откладываю по горизонтали 1,5м(в зависимости от точки закрепления нижней части стрелы крана),определяющее расположение вертикальной оси вращения крана $O-O$.

Требуемые параметры крана определяются по чертежу в масштабе.

При выборе кранов с гуськом или с башенно-стреловым оборудованием по горизонтали на высоте H_k в выбранном масштабе откладывают длины гуськов 3...10м или маневровых стрел 10...30м.

Грузоподъемность крана, т:

$$Q_k = q_3 + q_T, \quad (4.1)$$

Где q_3 -масса плиты перекрытия 5,3т;

q_T -масса стропа марки 4СК-5/4грузоподъемностью до 5т,0,89т.

$$Q_k = 5,3 + 0,89 = 6,19 \text{ т}$$

Высота подъема стрелы, м:

$$H_k = h_o + h_z + h_{\Sigma} + h_g, \quad (4.2)$$

где: h_o –высота от земли до перекрытия 13,9 м;

h_z –высота подъема элемента над опорой 2м;

h_{Σ} –высота диафрагмы жесткости в положении подъема 0,22м;

h_g –длина стропы марки 4СК-5/4-3,6м.

$$H_k = 13,9 + 2 + 0,22 + 3,6 = 19,72 \text{ м.}$$

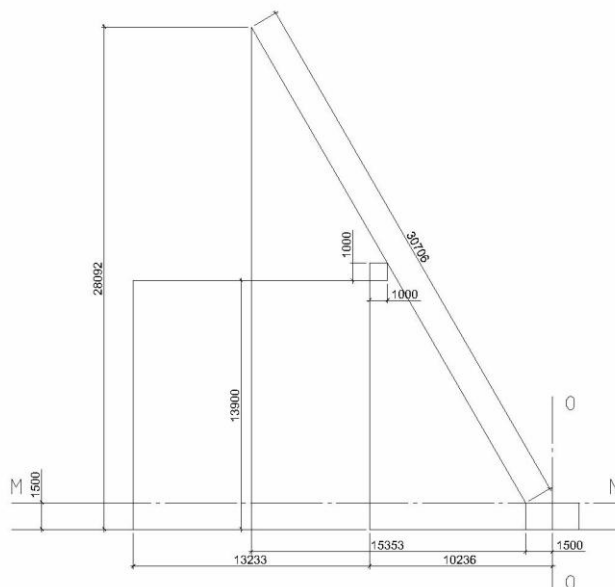


Рисунок 3.3. Подбор крана графическим методом.

Получили следующие значения технических параметров крана: грузоподъемность–6,19т; высота подъема крюка–9,72м; вылет крюка–17,000м.

4.3. Калькуляция трудовых затрат и заработной платы

Калькуляцию составляем на основании действующих сборников ЕНиР. Целью составления калькуляции является определение трудоемкости работ и затрат на заработную плату при монтаже отдельных элементов и комплекса работ по монтажу конструкций в целом.

Приведена на листе 4 графической части.

4.4 Ведомость необходимого инструмента и инвентаря

Приведена на листе 5 графической части.

4.5 Ведомость необходимых машин, механизмов, оборудования

Приведена на листе 5 графической части.

4.6 Определение нормативной продолжительности строительства здания МРЭО ГИБДД в г. Красноярске

Продолжительность строительства здания определена на основании СНиП 1.04.03-85*.

Площадь здания—1529м²

Определяем нормативную продолжительность строительства:

7,0 x 1,2=8,4месяцев

Коэффициент согласно СНиП 1.04.03-85* при строительстве в Красноярске равен 1,2:

В том числе:

подготовительный период-0,5месяц,

подземная часть -1,0 месяца

надземная часть-4,3 месяца

отделка-1,5 месяца

4.7 Подготовительный период

До начала устройства кирпичной кладки стен должен быть выполнен комплекс мероприятий в соответствии с СП 48.13330.2011 "Организация строительства":

устройство нулевого цикла с наружными коммуникациями;

устройство временных автодорог, подъездов и складских помещений с подсыпкой ПГС;

установка временных передвижных инвентарных санитарно-бытовых помещений;

ограждение на строительной площадке - щитовой забор h=2м из металлического профнастила;

завоз и складирование необходимых строительных материалов;

устройство временного электроосвещения рабочих мест, стройплощадки и бытовых помещений;

прокладка электросиловой линии с подключением к источнику электропитания;

доставка на объект инструментов, инвентаря и приспособлений в требуемом количестве;

перенесены и закреплены оси здания, произведена разбивка оконных и дверных проемов с оформлением акта.

мероприятия по пожарной безопасности, установить щит с набором противопожарного инвентаря;

устанавливаются контейнеры для сбора строительного мусора и бытовых отходов;

при въезде на строительную площадку устанавливается информационный стенд с реквизитами объектами строительства;

на выезде со строительной площадке устанавливается оборудование для мойки и чистки колес автотранспорта;

выполняются мероприятия по технике безопасности, с обозначением опасных зон, подъездов, проходов и установить плакаты по технике безопасности.

Окончание подготовительных работ на стройплощадке должно быть принято по акту о выполнении мероприятий по безопасности труда, оформленного согласно по приложению и СНиП 12-03-2001 часть 1.

К строительно-монтажным работам разрешается приступать только при наличии проекта производства работ, уточнены грузоподъемные механизмы.

4.8 Организация и технология выполнения работ

4.8.1 Подготовительные работы

До начала кирпичной кладки должны быть выполнены:

- работы по организации строительной площадки;
- работы по возведению нулевого цикла;
- геодезическая разбивка осей здания;
- доставлены на площадку и подготовлены к работе башенный кран, подмости, необходимые приспособления, инвентарь и материалы.

Доставку кирпича на объект осуществляют на бортовых машинах.

Раствор на объект доставляют автосамосвалами и выгружают в специально отведенном месте для последующей подачи на место кладочных работ.

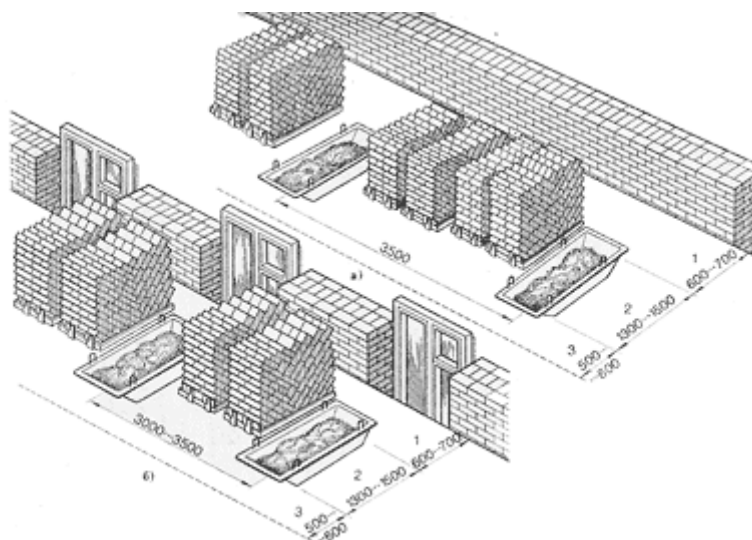
Складирование кирпича предусмотрено на спланированной площадке на поддонах.

Основные работы

Рабочее место каменщика при кладке стен включает участок возводимой стены и часть примыкающей к ней площади, в пределах которой размещают материалы, приспособления, инструменты и передвигается сам каменщик. Рабочее место каменщиков состоит из трех зон: рабочей 1 - свободной полосы вдоль кладки, на которой работают каменщики; зоны материалов 2 - на которой размещают кирпич, раствор и детали, закладываемые в кладку по мере ее возведения; транспортной 3 - в этой зоне работают такелажники, обеспечивающие каменщиков материалами и кладочными деталями. Общая ширина рабочего места 2,5...2,6м.

При кладке кирпичных стен поддоны с кирпичом и ящики с раствором расставляют вдоль фронта работ в чередующемся порядке. Чтобы удобно было подавать раствор на стены, расстояние между соседними ящиками с раствором (их устанавливают длинной стороной перпендикулярно стене) не должно превышать 3...3,5м, а запас стеновых материалов на рабочем месте должен соответствовать 2...4-часовой потребности в них. Раствор загружают в ящики непосредственно перед началом работы. Не следует подавать на рабочие места

При кладке простенков поддоны с кирпичом ставят против простенков, а ящики с раствором - против проемов; при кладке столбов кирпич располагают с одной стороны столба, а раствор - с другой.



а - при кладке сплошных стен, б - при кладке стен с проемами; зоны:
1 - рабочая, 2 - материалов, 3 – транспортная

- подготовка рабочих мест каменщиков;
- кирпичная кладка стен с расшивкой швов.

- устанавливают подмости;
- расставляют на подмостях кирпич в количестве, необходимом для двухчасовой работы;
- расставляют ящики для раствора;
- устанавливают порядовки с указанием на них отметок оконных и дверных проемов и т.д.;

- установка и перестановка причалки;
- рубка и теска кирпичей (по мере надобности);

- подача кирпичей и раскладка их на стене;
- перелопачивание, подача, расстиление и разравнивание
- раствора на стене;
- укладка кирпичей в конструкцию (в верстовые ряды, в забутовку);
- расшивка швов;
- проверка правильности выложенной кладки.

Каменщик более высокой квалификации выполняет операции по установке причалки, укладки кирпича в верстовые ряды и проверке правильности выполненной кладки.

Кирпичная кладка наружных стен с расшивкой швов ведется 2 звеньями «тройка», кладка внутренних стен производится 2 звеньями «двойка».

Звено "двойка" выполняет кладку стен в такой последовательности. Каменщик 4-го разряда (ведущий) укрепляет причалки для наружной и внутренней верст, каменщик 2-го разряда подает и раскладывает кирпич на стену и расстиляет раствор для кладки наружной версты. Двигаясь вслед за каменщиком 2-го разряда, ведущий каменщик выкладывает верстовой ряд. При такой последовательности рабочие не теряют времени на переход с одного конца делянки на другой. Когда наружная верста выложена до конца делянки, ведущий каменщик переставляет причалку под укладку следующего ряда наружной версты, затем, передвигаясь в обратном направлении вдоль фронта работ, в такой же последовательности они выполняют кладку внутренней версты или внутренней части стены. В это время каменщик 2-го разряда частично выкладывает забутовку. По окончании кладки внутренней части версты каменщик 4-го разряда на конце делянки переставляют причалку для следующего ряда и проверяют качество кладки, каменщик 2-го разряда раскладывает кирпич, подает и расстиляет раствор под наружную версту и далее кладку ведут в такой же последовательности.



Рисунок 4.3 - Кладка стены толщиной звеном "двойка"

а - наружной ложковой версты, б - внутренней ложковой версты, в - внутренней версты и забутовки

При кладке простенков звено работает одновременно на всей делянке. На одном из простенков каменщик 2-го разряда наверхстывает кирпич и расстиляет раствор, а каменщик 4-го разряда на другом простенке ведет кладку. Затем они меняются местами и продолжают работу.

Звеном "тройка" стены выкладывают в такой последовательности. Первый каменщик 2-го разряда подает и раскладывает кирпичи, а также

расстиляет раствор для кладки верстовых рядов. Каменщик 4го разряда, двигаясь следом по фронту работ, укладывает поданные материалы в верстовые ряды. Второй каменщик 2-го разряда выкладывает забутку и помогает первому каменщику. При этом первую кладку наружной версты и внутренней, выполняют в одинаковой последовательности, но в противоположных направлениях.

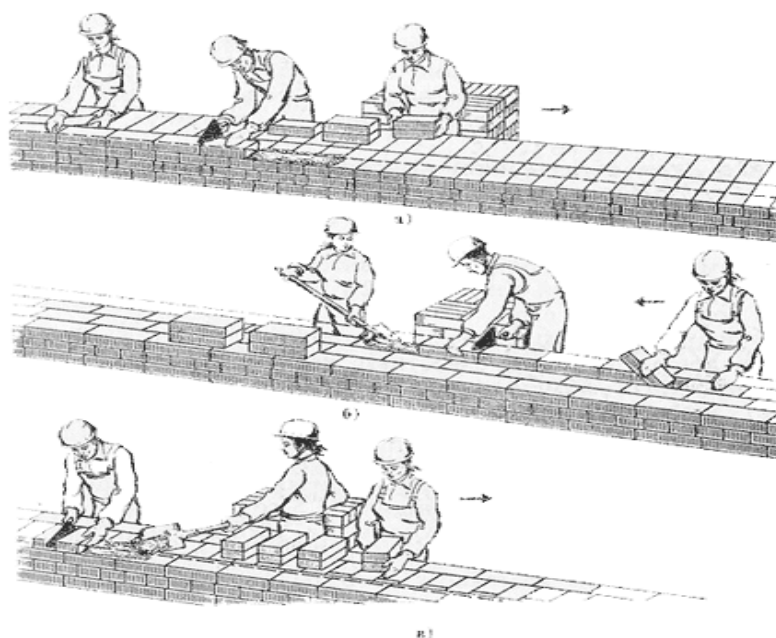


Рисунок 4.4 - Кладка стены звеном "тройка"

а - наружной ложковой версты, б - внутренней ложковой версты и внутренней половины забутки, в - наружной тычковой версты

При вынужденных разрывах кладку необходимо выполнять в виде наклонной или вертикальной (с армированием) штробы.

Высота каменных неармированных перегородок, не раскрепленных перекрытиями или временными креплениями, не должна превышать 1,5 м для перегородок толщ. 9 см., и 1,8 м - толщ. 12 см.

Применение кирпича-половняка допускается только в кладке забутовочных рядов и мало нагруженных каменных конструкций (участки стен под окнами и т.п.) в количестве не более 10%.

Раскладка кирпича и расстилание раствора

При возведении наружной стены толщиной в 2.5 кирпича для кладки верст, кирпич подается на стену стопками по 2 кирпича. Его раскладывают на противоположно выкладываемой версте параллельно оси стены для кладки ложком и перпендикулярно оси стены для кладки ложком и перпендикулярно оси стены для кладки тычком. Для забутки стопки кирпича раскладывают по наружной и внутренней верстам примерно в равных количествах параллельно или перпендикулярно оси стены.

При возведении внутренней стены толщиной до двух кирпичей:

- для кладки тычковых рядов наружной версты – стопками по два кирпича ложками параллельно оси стены с промежутками между стопками 10-15 мм;
- для кладки ложковых рядов наружной версты – стопками по два кирпича ложками параллельно оси стены с промежутками между стопками в один кирпич;
- для кладки тычкового ряда внутренней версты – стопками по два кирпича ложками параллельно оси стены с промежутками между стопками 10-15 мм;
- для кладки ложкового ряда внутренней версты – стопками по два кирпича ложками параллельно оси стены с промежутками в один кирпич между стопками.

Раствор на стену следует укладывать ровным слоем примерно овальной формы. При кладке стен в пустошовку раствор расстилают, отступая от ее края на 20-30 мм, а при кладке под расшивку – на 10мм. Для ложкового ряда растворную полосу делают шириной 100-110 мм, а для тычкового – 230-240 мм; толщина 20-25 мм.

Под кирпичи ложкового ряда раствор расстилают боковой гранью растворной лопаты, а тычкового – передним краем.

При укладке забутки раствор набрасывают в пространство, образованное верстовыми рядами и разравнивают его тыльной стороной лопаты.

4.8.2 Контроль качества и приёмка работ

При приемочном контроле необходимо производить проверку качества выполненных строительно-монтажных работ (далее по тексту СМР), а также скрытых работ и отдельных конструктивных элементов.

Скрытые работы подлежат освидетельствованию с составлением актов. Акт освидетельствования скрытых работ должен составляться на завершённый процесс. Запрещается выполнение последующих работ при отсутствии актов освидетельствования предшествующих скрытых работ во всех случаях.

Ответственные конструкции по мере их готовности подлежат приемке в процессе строительства (с участием представителя проектной организации или технического надзора) с составлением акта промежуточной приемки этих конструкций. При освидетельствовании и приемке скрытых работ, а также при промежуточной приемке работ и конструкций подрядная организация должна предъявлять представителю инспекции технического надзора заказчика следующую производственно-техническую документацию:

- общий журнал работ;
- журналы производства отдельных видов работ;
- акты приемки ранее выполненных работ;
- журналы (акты) лабораторных испытаний материала;
- паспорта и сертификаты на материалы и изделия;
- рабочие чертежи.

На всех стадиях строительства с целью проверки эффективности ранее выполненного производственного контроля должен выборочно осуществляться инспекционный контроль специальными службами либо специально создаваемыми для этой цели комиссиями.

По результатам производственного и инспекционного контроля качества СМР должны разрабатываться мероприятия по устранению выявленных дефектов.

Испытания участков инженерных сетей и смонтированного инженерного оборудования выполняются согласно требованиям соответствующих нормативных документов и оформляются актами установленной ими формы.

При обнаружении в результате поэтапной приемки дефектов работ, конструкций, участков инженерных сетей соответствующие акты должны оформляться только после устранения выявленных дефектов.

Кирпичная кладка

Кладка выполняется из рядового полнотелого одинарного кирпича 250x125x65 мм на цементно-песчаном растворе марки М150.

Доставка кирпича на объект осуществляют пакетами в специально оборудованных бортовых машинах. Раствор на объекте замешивается каменщиками в бетоно-растворосмесителе. В процессе кладки запас материалов пополняется.

Складирование кирпича предусмотрено на спланированной площадке на поддонах.

Разгрузку кирпича с автомашин, подачу на склад и рабочее место осуществляют пакетами с помощью стропа 4-х ветровой 4СК 5,0/4. Днище пакетов защищают брезентовыми фартуками от выпадения кирпича. Раствор подают на рабочее место в металлических ящиках вместимостью 0,25 м³.

Работы по возведению этажа здания выполняет бригада из 6 человек:

каменщик 4 разряда

каменщик 3 разряда

каменщик 2 разряда

монтажник-такелажник 2 разряда

При производстве кирпичной кладки стен используют инвентарные шарнирно-пакетные подмости; для кладки наружных и внутренних стен в зоне.

Работы по производству кирпичной кладки наружных стен этажа жилого дома выполняют по технологической схеме:

подготовка рабочих мест каменщиков;

кирпичная кладка стен с расшивкой швов.

Подготовку рабочих мест каменщиков выполняют в следующем порядке:

устанавливают подмости;

расставляют на подмостях кирпич в количестве, необходимом для двухчасовой работы;

расставляют ящики для раствора;

устанавливают порядовки с указанием на них отметок оконных и дверных проемов и т.д.

Процесс кирпичной кладки состоит из следующих операций:
установка и перестановка причалки;
рубка и теска кирпичей (по мере необходимости);
подача кирпичей и раскладка их на стене;
перелопачивание, подача, расстиление и разравнивание раствора на стене;
укладка кирпичей в конструкцию (в верстовые ряды, в забутку);
расшивка швов;
проверка правильности выложенной кладки.

Кладку наружных стен с расшивкой швов предусмотрено вести 1 звеном «четверка», состоящее из одного каменщика 4 разряда (подсобник) и одним каменщиком 3 разряда (ведущий каменщик). Ведущий каменщик выкладывает верстовые ряды и контролирует правильность кладки. Он двигается за подсобником, раскладывая кирпич. В это время другой подсобник укладывает забутку. Кладку внутренней и наружной верст выполняют в одинаковом порядке, но в противоположных направлениях. Перестановку причалки ведущий каменщик выполняет вместе с одним из подсобников.

Расшивка швов осуществляется каменщиком 3 разряда одновременно с кладкой, причем сначала расшивают горизонтальные швы, а затем вертикальные. Операция расшивки швов выполняется в два приема: сначала широкой части расшивки, а затем более узкой после затирки шва ветошью.

Кладка внутренних стен выполняется звеном «двойка», состоящее из каменщиков 2 разряда (подсобник) и каменщика 3 разряда (ведущий каменщик). Обязанности в звене распределены следующим образом: оба каменщика закрепляют причалки для наружной и внутренней верст; подсобник подает и раскладывает кирпич, расстиляет раствор; ведущий каменщик, двигаясь вдоль стены, укладывает наружную версту. При кладке внутренней версты оба каменщика выполняют те же операции, двигаясь в обратном направлении. Подсобник при этом укладывает кирпичи в забутку.

Кладка по высоте этажа возводится тремя ярусами с применением подмостей со следующими высотами от уровня ж/б плиты перекрытия этажа:

1 ярус – 1,1 м

2 ярус – 1,1 м

3 ярус – 1,1 м с устройством бортика по высоте равным 15 см от верха плиты перекрытия этажа.

Запас кирпича на площадке принимается из расчёта однодневной потребности, а на рабочем месте – двухчасовой потребности. Растворные ящики на рабочем месте заполняются раствором за 10-15 минут до начала кладки.

Выполнив кирпичную кладку на I ярусе, каменщики переходят работать на II ярус. Для этого необходимо установить шарнирно-пакетные подмости в первое положение. Установку шарнирно-пакетных подмостей в первое положение выполняют в следующем порядке:

4.8.3 Организация рабочего места каменщика

- рабочую зону шириной 0,6 - 0,7 м между стеной и материалами, в которой перемещаются каменщики;
- зону материалов шириной около 1,3 - 1,5 м для размещения пакетов с кирпичом и ящиков с раствором;
- зону транспортирования 0,4...0,5 м для перемещения материалов и прохода рабочих, не связанных непосредственно с кладкой.

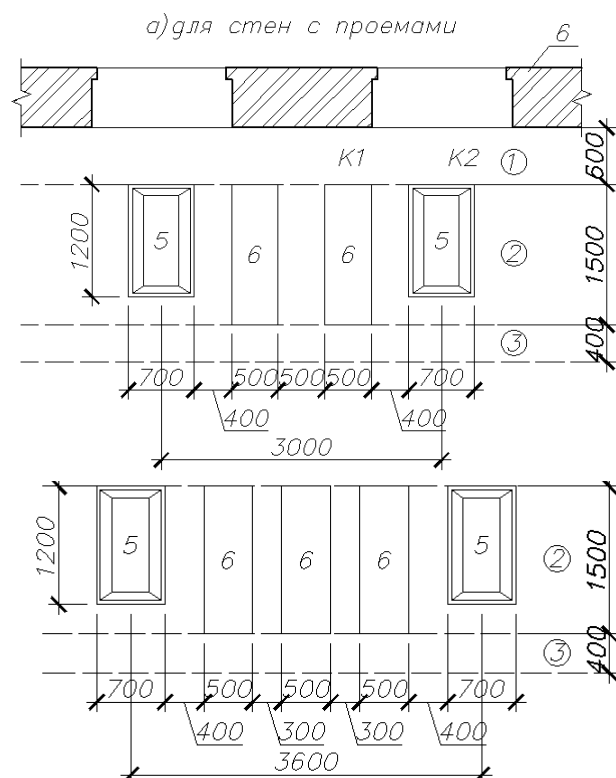


Рисунок 3.1. а) организация рабочего места каменщика для стен с проемами; б) организация рабочего места каменщика для глухих стен. 1 - рабочая зона; 2 - зона складирования; 3 - зона транспортирования; 4 - выкладываемая стена; 5 - ящик с раствором; 6 - пакеты кирпича; К1, К2 - размещение каменщиков.

Определение размеров деелянок

Процесс каменной кладки ведется в 2 смены. Захватка делится на деелянки, длина которых рассчитывается по формуле:

$$l = \frac{t \cdot N \cdot K_{np} \cdot K_n}{H_{сп} \cdot b \cdot h}, \quad (4.3)$$

где l — длина деелянки, м;

t — продолжительность рабочей смены, чел/ч;

N — количество рабочих в звене;

$H_{сп}$ — норма времени на 1 м³ кладки;

b — толщина стены, м;

h — высота ярусов, м;

K_n — коэффициент выполнения норм выработки ($K=1$);

K_{np} — коэффициент проемности ($K=1,2$).

Определяем длину деелянок для «двойки», на которые разбивается наружная стена:

$$l = \frac{8 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1,2}{2,5 \cdot 0,99 \cdot 1} = 7,5 \text{ м};$$

Определяем длину деелянок для «двойки», на которые разбивается внутренняя стена:

$$l = \frac{8 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1,2}{2,5 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 1} = 15 \text{ м}.$$

Протяженность наружной стены 53,6 м, она разбивается на 8 деелянок по 6,7 м.

Протяженность внутренних стен 25,2 м, она разбивается на 2 деелянки по 12,6 м.

4.8.4 Требования к качеству и приемке работ

Работы по возведению каменных конструкций следует осуществлять в соответствии с технической документацией:

Указания по виду материалов, применяемых для кладки, их проектные марки по прочности и морозостойкости;

Марки растворов для производства работ;

Способ кладки и мероприятия, обеспечивающие прочность и устойчивость конструкций в стадии возведения.

Приемочный контроль каменных работ осуществляют согласно СП 70.13330.2012 "Несущие и ограждающие конструкции".

Технические характеристики и средства контроля операций и процессов приводятся в таблице на листе 5 графической части.

4.8.5 Монтаж плит перекрытия и покрытия

Доставленные на объект плиты перекрытия складывают в зоне действия пневмоколесного крана в проектное положение в штабель высотой не более 2,5 м по маркам и типоразмерам. Перед началом укладки необходимо произвести нивелировку площадки опирания и произвести разметку опирания.

До начала работ монтажники проводят предварительные операции – очищают опорные поверхности, готовят инструменты, расстилают на опорных поверхностях раствор. В это время монтажник-такелажник осматривает плиту и, убедившись в ее соответствии требованиям качества приемки, строполит ее 4-х ветвевым стропом. Проверив правильность строповки, подает сигнал для подъема и подачи плиты к месту монтажа.

Поданную к месту монтажа, сориентированную и опущенную на 30 – 50 см над уровнем места опирания плиту принимают монтажники, стоя на ранее уложенных плитах перекрытия.

Первую плиту, предварительно сориентированную, монтажники принимают и укладывают в проектное положение, стоя на монтажных столиках у мест ее опирания за пределами вертикальной проекции положения плиты. Затем машинист крана по команде одного из монтажников медленно опускает плиту, и монтажники устанавливают ее на несущие стены. При натянутых стропях они выверяют проектное положение плиты, перемещая ее с помощью монтажных ломиков.

При отсутствии отклонений плиты от проектного положения производится ее расстроповка.

После укладки анкеруются между собой и в стену.

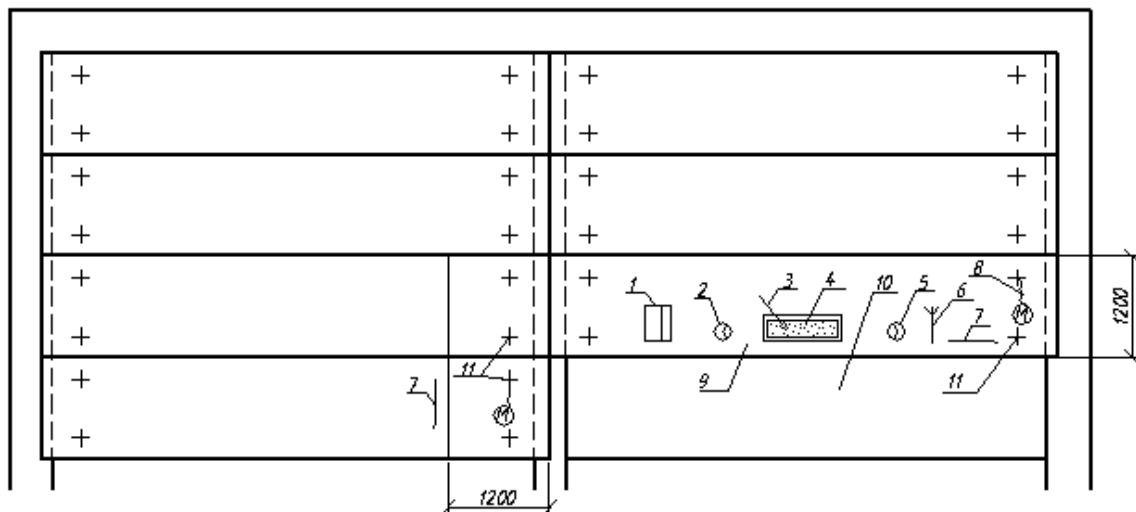


Рисунок 3.2. Схема организации рабочего места монтажника при монтаже плит перекрытия. 1 — ящик с инструментом; 2 — ведро для воды; 3 — лопата; 4 — ящик для раствора; 5 — ведро для раствора; 6 — метла; 7 — лом монтажный; 8 — пояс предохранительный; 9 — смонтированная плита; 10 — место установки монтируемой плиты перекрытия; 11 — петли строповочные; — рабочее место монтажника

Монтаж железобетонных перемычек

Железобетонные перемычки укладывают на растворную постель после завершения кладки простенков. Рядовые перемычки пролетом до 2м укладывают вручную. Несущие перемычки стропуют 2-хвостовым стропом за монтажные петли и устанавливают краном. При укладке перемычек контролируют точность их установки по вертикальным отметкам, горизонтальность и глубину заделки концов.

Складирование материалов на строительной площадке

Поступающие на строительную площадку конструкции складировать в зоне действия пневмоколесного крана и хранят в штабелях, пирамидах или кассетах.

Плиты перекрытия, укладывают в штабель плашмя. Все штабеля маркируют или снабжают табличками с указанием количества и типа хранящихся в них конструкций.

Изделия и конструкции укладывают в штабель с соблюдением следующих требований:

- положение и способ опирания элементов не должны вызывать перенапряжения и образования трещин;

- первый ряд элементов опирают на подкладки, а между последующими рядами размещают прокладки по одной вертикали с подкладками;

- укладываемые элементы не должны опираться на подъёмные петли элементов, расположенных ниже.

Максимальная высота штабеля: для плит перекрытия – 2,5 м; Деревянные инвентарные прокладки должны быть одинаковой длины, они не должны выступать более чем на 50 мм от края конструкций.

На строительной площадке кирпич складировается на поддонах. Поддон изготавливается из 50мм досок, для прочности его окантовывают по периметру уголковой сталью. Доски поддона скрепляют двумя продольными брусками 50х50 мм. Прибитыми снизу с отступом от краёв поддона на 50 мм.

Строповка элементов

Строповка элементов должна обеспечивать их подъём и подачу к месту монтажа в проектном положении.

Монтажник-такелажник, находясь в зоне складирования конструкций, готовит их к подъёму. Он проверяет соответствие размеров и геометрической формы элементов проектным данным, наличие закладных деталей, монтажных петель, качество поверхностей конструкций, наличие трещин, сколов, наплывов и производит строповку конструкций универсальной траверсой.

Подъём и перемещение элементов производят плавно, без рывков, раскачивания, вращения, толчков и ударов по ранее установленным конструкциям. Расстроповку конструкций производят после временного закрепления в проектном положении.

5. Организация строительного производства

5.1 Организация строительной площадки

При разработке строй генплана определяется система рационального размещения механизированных установки монтажного крана. В процессе размещения решаются следующие основные задачи: обеспечение бесперебойной поставки на строительную площадку материалов и полуфабрикатов; обеспечение четкой ритмичной работы монтажного крана; обеспечение безопасных условий труда машинистов строительных машин и обслуживаемых ими рабочих.

На основе технологической схемы и данных о количестве и типах механизированных установок, строительных машин, намечены схемы их размещения и движения на площадке строительства объекта, показаны границы опасных зон.

Руководствуясь принятыми схемами работы механизмов, машин и требованиями охраны труда, размещены силовые пункты электропитания, при объектные склады, намечены подъездные пути к объекту.

Определено размещение временных зданий с указанием их размеров, привязок.

Установлены типы временных дорог и запроектировано их размещение на площадке, обозначены их размеры, выезды со стройплощадки.

Запроектированы временные сети энерго-и водоснабжения, канализации, теплоснабжения.

Выделены, постоянное проектируемое здание и сооружения (дороги, инженерные сети), возводимые в подготовительный период.

5.2 Размещение грузоподъемного механизма на строительной площадке

Поперечную привязку самоходных стреловых кранов, или минимальное расстояние от оси движения крана до наиболее выступающей части здания определяют по формуле:

$$B = R_{нов} + l_{без}, \quad (5.1)$$

где: $R_{нов}$ – радиус, описываемый хвостовой частью поворотной платформы крана (принимают по паспортным данным крана или по справочникам = 3,7); $l_{без}$ – минимально допустимое расстояние от хвостовой части поворотной платформы крана до наиболее выступающей части здания (для самоходных 2). $B = 3,7 + 2 = 5,7$ метров.

5.3. Определение величины опасных зон при организации строительной площадки

Опасной зоной действия крана называется пространство, в котором возможно падение груза при его перемещении с учетом вероятного рассеивания при падении.

Величину границы опасной зоны в местах, над которыми происходит перемещение грузов подъемными кранами (опасная зона действия крана) принимают от крайней точки горизонтальной проекции наружного наименьшего габарита перемещаемого груза с прибавлением наибольшего габаритного размера перемещаемого (падающего) груза и минимального расстояния отлета груза при его падении:

$$R_{оп} = R_p + 0,5B_g + L_g + X, \quad (5.2)$$

Где $R_{оп}$ – опасная зона действия крана; R_p – максимальный требуемый вылет крюка крана 15300; B_g – наименьший габарит перемещаемого груза 1,5; L_g – наибольший габарит перемещаемого груза 12000; X – величина отлета падающего груза 7.

$$R_{оп} = 15,3 + 0,5 + 1,5 + 12,7 + 7 = 35,05 \text{ метров}$$

Монтажной зоной называется пространство, в котором возможно падение элемента со здания при его установке и временном закреплении.

Величину границы опасной зоны вблизи строящегося здания (монтажная зона), принимают от крайней точки стены здания с прибавлением наибольшего габаритного размера падающего груза и минимального расстояния отлета груза при его падении:

$$R_{монт.} = L_g + X, \quad (5.3)$$

Где $R_{монт.}$ – монтажная зона; L_g – наибольший габарит перемещаемого груза 5; X – величина отлета падающего груза 1,25.

$$R_{монт.} = 1,05 + 5 = 6,03 \text{ м.}$$

5.4.Временные дороги

Для внутрипостроечных перевозок пользуются в основном автомобильным транспортом.

Постоянные подъезды не обеспечивают строительство из-за несоответствия трассировки и габаритов, в связи с этим устраивают временные дороги. Временные дороги-самая дорогая часть временных сооружений, стоимость временных дорог составляет 1-2% от полной сметной стоимости строительства.

Схема движения транспорта и расположения дорог в плане должна обеспечивать подъезд в зону действия монтажных и погрузочно-разгрузочных механизмов, к площадкам укрупнительной сборки, складам, бытовым помещениям. При разработке схемы движения авто транспорт а максимально используют существующие и проектируемые дороги. Построечные дороги должны быть кольцевыми, на тупиковых устраивают разъезды и разворотные площадки. При трассировке дорог должны соблюдаться максимальные расстояния:

- между дорогой и складской площадкой-1м;

- между дорогой и забором, ограждающим строительную площадку-1,5м;

Ширина проезжей части однополосных дорог-3,5м,двухполосных-6м.При большегрузных машинах ширину увеличивают до8м.На участках дорог, где организовано одностороннее движение, в зоне выгрузки и складирования материалов ширина дороги увеличивается до 6м,длина участка уширения12-18м.

Радиусы закругления дорог принимают минимально 12м, но при этом ширина проездов в пределах кривых увеличивается с 3,5 до 5м. Дорога планируется быть грунтовой профилированная.

5.5.Расчет автомобильного транспорта

Потребность в основных строительных машинах и механизмах определена в целом по строительству на основании физических объемов работ, эксплуатационной производительности машин и транспортных средств с учетом принятых организационно-технологических схем строительства. Общая потребность строительства в основных строительных машинах и средствах транспорта приведена в таблице 5.1.

Таблица 5.1–Подбор строительных машин, автотранспорта и механизмов

| №п/п | Наименование | Марка | Кол-во | Характеристика |
|------|---------------------------|---------|--------|----------------------|
| 1 | Гусеничный кран | МКГ-30 | 1 | Lстр=30 |
| 2 | Компрессор | ДК-6 | 1 | |
| 3. | Сварочный трансформатор | ВД-306 | 1 | Мощность27,0кВт |
| 4 | Бетоно-растворо смеситель | СБР-260 | 1 | V=0.26м ³ |
| 5 | Автосамосвал | - | 1 | г/п12тн |

| | | | | |
|---|---------------------|---|---|-----------|
| 6 | Автомобили бортовые | - | 1 | Г/П8-12ТН |
|---|---------------------|---|---|-----------|

5.6. Расчет и подбор временных административных, хозяйственных и культурно-бытовых зданий

Временные здания сооружают только на период строительства. По назначению делят на производственные, складские, административные, санитарно-бытовые, жилые и общественные.

Удельный вес различных категорий работающих, служащих, ПСО зависит от показателей конкретной области строительства.

Ориентировочно рабочие-85%; ИТР-12%; ПСО-3%;

Всего рабочих 24

ИТР и служащие: 3 чел.;

ПСО: 1 чел.;

Работающих: 6 чел.

Требуемые на период строительства площади:

$$F_{\text{тр}} = N \cdot F_{\text{н}}, \quad (5.4)$$

Где N – численность рабочих, чел.,

$F_{\text{н}}$ – норма площади на одного рабочего.

Гардеробная:

$$S_{\text{тр}} = N \cdot 0,7 \text{ м}^2, \quad (5.5)$$

где

N – общая численность рабочих (в двух сменах).

$$S_{\text{тр}} = 11 \cdot 0,7 = 7,7 \text{ м}^2$$

Душевая:

$$S_{\text{тр}} = N \cdot 0,54 \text{ м}^2, \quad (5.6)$$

Где

N – численность рабочих в наиболее многочисленную смену, пользующихся душевой (80%).

$$S_{\text{тр}} = 6 \cdot 0,8 \cdot 0,54 = 2,6 \text{ м}^2$$

Умывальная:

$$S_{\text{тр}} = N \cdot 0,2 \text{ м}^2, \quad (5.7)$$

где

N – численность работающих в наиболее многочисленную смену.

$$S_{\text{тр}} = 5 \cdot 0,2 = 1 \text{ м}^2$$

Сушилка:

$$S_{\text{тр}} = N \cdot 0,2 \text{ м}^2, \quad (5.8)$$

где

N-численность рабочих в наиболее многочисленную смену. $S_{\text{тр}} = 6 \cdot 0,2 = 1,2 \text{ м}^2$

Помещение для обогрева рабочих:

$$S_{\text{тр}} = N \cdot 0,1 \text{ м}^2, \quad (5.9)$$

где

N-численность рабочих в наиболее многочисленную смену.

$$S_{\text{тр}} = 6 \cdot 0,1 = 0,6 \text{ м}^2,$$

Туалет:

$$S_{\text{тр}} = (0,7N_{0,1}) \cdot 0,7 + (1,4N_{0,1}) \cdot 0,3 = 7,5 \text{ м}^2, \quad (5.10)$$

где

N-численность рабочих в наиболее многочисленную смену;

0,7 и 1,4-нормативные показатели площади для мужчин и женщин соответственно;

0,7 и 0,3-коэффициенты, учитывающие соотношение, для мужчин и женщин соответственно.

Для инвентарных зданий административного назначения:

$$S_{\text{тр}} = NS_{\text{н}} \quad (5.11)$$

где

$S_{\text{тр}}$ -требуемая площадь, м^2 ;

$S_{\text{н}}$ =4-нормативный показатель площади, $\text{м}^2/\text{чел.}$;

N-общая численность ИТР, служащих, МОП и охраны в наиболее многочисленную смену. Потребность во временных зданиях представляют в следующей форме:

$$S_{\text{тр}} = 2 \cdot 4 = 8 \text{ м}^2$$

Таблица 5.2-Расчет и подбор временных административных, хозяйственных и культурно-бытовых зданий

| №п/п | Наименование помещений | Численность работающих, чел. | Норма площади на одного рабочего, м^2 | Расчетная площадь, м^2 |
|------|--------------------------------|------------------------------|--|---------------------------------|
| 1 | Гардеробная | 11 | 0,7 | 7,7 |
| 2 | Помещение для обогрева рабочих | 6 | 0,1 | 0,6 |
| 3 | Умывальная | 5 | 0,2 | 1 |

| | | | | |
|---|-----------------|----|-------------------|-----------|
| 4 | Душевая | 5 | 0,54 | 2,6 |
| 5 | Туалет | 11 | 1на15человек | 7,5 |
| 6 | Сушильня | 6 | 0,2 | 1,2 |
| 7 | Столовая(буфет) | 6 | 1местона4человека | 2пос.мест |
| 8 | Прорабская | 1 | 4 | 4,0 |
| 9 | Медпункт | 6 | 0,8 | 4,8 |

5.7.Электроснабжение строительной площадки

Расчет мощности, необходимой для обеспечения строительной площадки электроэнергией, производим по формуле:

$$P = \alpha \cdot \left(\sum \frac{K_1 \cdot P_c}{\cos \varphi} + \sum \frac{K_2 \cdot P_m}{\cos \varphi} + \sum K_3 \cdot P_{ov} + \sum K_4 \cdot P_{on} \right); \quad (5.12)$$

Мощность силовых потребителей определим по формуле:

$$P_c = \sum \frac{K_1 \cdot P_{ci}}{\cos \varphi} \quad (5.13)$$

Расчет нагрузки для внутреннего освещения временных зданий и выполнения работ внутри возводимого здания выполняем по формуле:

$$P_{ov} = K_3 \cdot P_{ovi} \quad (5.14)$$

Таблица 5.3-Расчет электроснабжения строительной площадки

| Наименование потребителей | Ед. изм. | Кол-во | Удельная мощность на единицу измерения, кВт | Коэффициент спроса, Кс | Нагрузка силового потребителя, кВт |
|-----------------------------------|----------------|--------|---|------------------------|------------------------------------|
| <i>Силовые потребители</i> | | | | | |
| 1.Строгальные и затирочные машины | шт. | 1 | 0,4 | 0,15 | 0,06 |
| 2.Сварочный аппарат | шт. | 1 | 15 | 0,35 | 5,25 |
| | | | | Итого: | 5,31 |
| <i>Внутреннее освещение</i> | | | | | |
| 1.Канторские и бытовые помещения | м ² | 10,6 | 0,015 | 0,8 | 0,13 |
| 2.Гардеробная и душевые | м ² | 16,7 | 0,003 | 0,8 | 0,04 |
| 3.Склады открытые, навесы | м ² | 125,2 | 0,003 | 0,8 | 0,3 |
| | | | | Итого: | 0,47 |
| <i>Наружное освещение</i> | | | | | |
| 1.Кирпичная кладка | м ² | 358 | 0,003 | 1 | 1,74 |
| 2.Территория | м ² | 5190 | 0,0002 | 1 | 1 |

| | | | | | |
|---------------|--|--|--|--------|------|
| строительства | | | | | |
| | | | | Итого: | 2,74 |

Определяем суммарную мощность

$$P=1.1 \cdot (5,31+0,47+2,74)=8,52\text{кВт}$$

Выбираем трансформатор мощностью 100кВАКТП-100/10/0,4-3У3.

Требуемое количество прожекторов для строительной площадки определим по формуле:

$$n = \frac{P \cdot E \cdot S}{P_{\text{л}}} \quad (5.15)$$

Для освещения используем ПЗС-35 мощностью $P=0,4\text{Вт/м}^2$.

Мощность лампы прожектора $P_{\text{л}} = 750\text{Вт}$.

Освещенность $E=2\text{лк}$.

Площадь, подлежащая освещению $S=5190\text{м}^2$.

$$n=(0,4 \cdot 2 \cdot 5190)/750=5,4$$

Принимаем для освещения строительной площадки 6 прожекторов

5.8. Водоснабжение строительной площадки

Потребность $Q_{\text{тр}}$ в воде определяется суммой расхода воды на производственные Q при хозяйственно-бытовые Q хоз нужды:

$$Q_{\text{тр}}=Q_{\text{пр}}+Q_{\text{хоз}}+Q_{\text{пож}} \quad (5.16)$$

Расход воды на производственные потребности, л/с:

$$Q_{\text{пр}} = K_{\text{н}} \frac{q_{\text{п}} \Pi_{\text{п}} K_{\text{ч}}}{3600t}, \quad (5.17)$$

где: $q_{\text{п}}=500\text{л-расход воды на производственного потребителя (поливка бетона, заправка и мытье машин и т.д.)}$;

$\Pi_{\text{п}}$ -число производственных потребителей в наиболее загруженную смену;

$K_{\text{ч}}=1,5$ -коэффициент часовой неравномерности водопотребления;

$t=8\text{ч}$ -число часов в смене;

$K_{\text{н}}=1,2$ -коэффициент на неучтенный расход воды.

$$Q_{\text{пр}} = 1,2 \frac{500 \cdot 6 \cdot 1,5}{3600 \cdot 8} = 0,19$$

Расходы воды на хозяйственно-бытовые потребности, л/с:

$$Q_{\text{хоз}} = \frac{q_{\text{х}} \Pi_{\text{р}} K_{\text{ч}}}{3600t} + \frac{q_{\text{д}} \Pi_{\text{д}}}{60t_1}, \quad (5.18)$$

где: $q_{\text{х}}$ -15л-удельный расход воды на хозяйственно-питьевые потребности работающего;

$\Pi_{\text{р}}$ -численность работающих в наиболее загруженную смену;

$K_{\text{ч}}=2$ -коэффициент часовой неравномерности потребления воды;

$q_{\text{д}}=30\text{л-расход воды на прием душа одним работающим}$;

P_d -численность пользующихся душем (до 80% P_p) 14;
 $t_1=45$ мин-продолжительность использования душевой установки;
 $t=8$ ч-число часов в смене.

$$Q_{\text{хоз}} = \frac{15 \cdot 6 \cdot 2}{3600 \cdot 8} + \frac{30 \cdot 14}{60 \cdot 45} = 0,161 \text{ л/с}$$

Расход воды для пожаротушения на период строительства $Q_{\text{пож}}=10$ л/с.

Общий расход воды для обеспечения нужд строительной площадки:

$$Q_{\text{тр}}=0,19+0,161+10=10,35 \text{ л/с}$$

Расчетный расход:

$$Q_{\text{расч.}}=(0,6+0,165) \cdot 0,5+10=10,18$$

По расчетному расходу воды определяем диаметр магистрального ввода временного водопровода:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q_{\text{расч}} \times 1000}{\pi \times v_{\text{ср}}}} \quad (5.19)$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 10,18 \times 1000}{3,14 \times 1,4}} = 104,9 \text{ мм. Принимаем } D = 125 \text{ мм.}$$

5.9. Расчет приобъектных складов

Суточный расход материала:

$$Q_{\text{сут}}=Q_k/T \cdot (K_1 K_2), \quad (5.20)$$

Где Q_k -количество материалов на расчетный период; T -продолжительность расчетного периода.; K_1 -коэф.нравномерности поступления материала на склад 1,1; K_2 -коэф.нравномерности производственного потребления материала в течении расчетного периода 1,3.

Запас на складе в натуральных показателях:

$$Q_{\text{ск}}=Q_{\text{сут}} \cdot T_n, \quad (5.21)$$

Где T_n -принятый запас на складе.

Площадь склада:

$$F=Q_{\text{ск}}/(K_0 \cdot q), \quad (5.22)$$

где K_0 -коэффициент использования площади склада, q -норма складирования на 1 м^2 полезной площади склад

Таблица 5.4-Расчет при объектных складов

| Наименование работ | Ед. Изм. | Общее кол-во | Срок расхода по каден | Расход в 1 день | Запас мат в днях | Кол-во запас мат |
|--------------------|----------------|--------------|-----------------------|-----------------|------------------|------------------|
| Кирпич | Шт | 77631 | 22 | 3528,7 | 3 | 10586 |
| Сборные ЖБК | М ³ | 188,64 | 2 | 94,32 | 1 | 94,32 |

| | | | | | | |
|------------|----------------|-----|----|--------|----|--------|
| Утеплитель | М ² | 120 | 22 | 5,4545 | 10 | 54,545 |
|------------|----------------|-----|----|--------|----|--------|

Рассчитываем количество материалов запасаемых на складе:

$$Q_3 = q \cdot t \quad (5,18)$$

где:

q-расход материалов в день (для каждого материала свой)

t-запас в днях расходования, дней

$$\text{ЖБК}-Q_3 = 91,36/2 \cdot 1 = 45,68 \text{ м}^3$$

$$\text{Утеплитель}-Q_3 = 120/22 \cdot 2 = 54,545 \text{ м}$$

$$\text{Кирпич}-Q_3 = 75480/22 \cdot 3 = 10586 \text{ шт}$$

Определяем площадь склада на каждый материал:

$$S = C_m / K \cdot \Pi \quad (5,19)$$

где:

Q₃-количество материалов хранящихся на складе

K-коэффициент использования площади склада, K=0,5п-нормаукладкина

1м

$$\text{ЖБК}-S = 45,68 / (0,5 \cdot 1) = 91,35 \text{ (открытый)}$$

$$\text{Утеплитель}-S = 54,55 / (30 \cdot 0,5) = 3,6 \text{ (навес)}$$

$$\text{Кирпич}-S = 10586 / 700 \cdot 0,5 = 30,25 \text{ (открытый)}$$

$$S_{\text{отк}} = 91,35 + 30,25 = 121,6 \text{ м}^2$$

$$S_{\text{навес}} = 3,6$$

Принимаем склад-навес с размерами 2х2=4м²

5.10. Мероприятия по охране труда и пожарной безопасности

Опасные зоны, в которые вход людей, несвязанных с данным видом работ, запрещен, обозначены и огорожены. Предусмотрены безопасные пути для пешеходов и автомобильного транспорта. Временные административно-хозяйственные здания и сооружения размещены вне зоны действия монтажного крана. Туалеты размещены так, что расстояние от наиболее удаленного места вне здания не превышает 200м. Питьевые установки размещены на расстоянии, не превышающем 75м до рабочих мест. Между временными зданиями предусмотрены противопожарные расстояния

Созданы безопасные условия труда, исключаяющие возможность поражения электрическим током.

Строительная площадка, проходы и рабочие места освещены.

Обозначены места для курения и размещены пожарные посты, оборудованные инвентарем для пожаротушения.

Расстояние от постоянных и временных зданий и зданий до штабелей складов пиломатериалов-не менее 30м. Задача создать безопасные условия

труда, исключаящие возможность поражения электрическим током. Также руководствоваться СНиП12-04-2002«Техника безопасности в строительстве».

5.11.Мероприятия по охране объекта

На въездах и выездах строительной площадки установлены ворота, Работает сторожевая охрана.

На площадке работает система сигнализации. В темное время суток строительная площадка со всех сторон освещается прожекторами. Строительная площадка со всех сторон огорожена забором. На территории строительной площадки максимально сохраняются деревья, кустарники и травяной покров. При планировке почвенный слой, пригодный для последующего использования, должен предварительно сниматься и складироваться в отведенных местах.

Временные автомобильные дороги и подъездные пути устраиваются с учетом предотвращения повреждений древесно-кустарниковой растительности. Движение строительной техники и автотранспорта организованное.

Бетонная смесь и строительные растворы хранятся в специальных емкостях.

Емкости для сбора мусора устанавливают в специально отведенных местах, ближе к подъездным путям автотранспорта.

5.12.Мероприятия по охране окружающей среды и рациональному использованию природных ресурсов

Природоохранные мероприятия проводятся по следующим основным направлениям:

- охрана и рациональное использование водных ресурсов, земли и почвы;
- снижение уровня загрязнения воздуха;
- борьба с шумом.

В связи с этим предусматриваем установку границ строительной площадки, максимальную сохранность на территории строительства кустарников и деревьев, травяного покрова. При планировке почвенный слой, пригодный для последующего использования, предварительно снимается и складировается в специально отведенных местах. Временные автомобильные дороги с учетом требований по предотвращению повреждений древесно-кустарниковых растений. Исключается неорганизованное и беспорядочное движение строительной техники и автотранспорта, бетонная смесь и строительные растворы хранятся в специальных емкостях, устраиваются площадки для механизированной заправки строительных машин и автотранспорта горюче смазочными материалами, организуются места, на которых устанавливаются емкости для сбора мусора.

6. Экономика строительства

6.1 Определение сметной стоимости строительства

Сметные расчеты, выполняемые с применением укрупненных нормативов цены строительства (НЦС), используются при планировании инвестиций (капитальных вложений) и составляются на основе МДС 81-02-12-2011 «Методические рекомендации по применению государственных сметных нормативов» – укрупненных нормативов цены строительства различных видов объектов капитального строительства непроизводственного назначения и инженерной инфраструктуры.

Показатели НЦС включают в себя:

- затраты на строительство объектов капитального строительства, отвечающие градостроительным и объемно-планировочным требованиям, предъявляемым к современным объектам повторно применяемого проектирования (типовая проектная документация), а также затраты на строительство индивидуальных зданий и сооружений, запроектированных с применением типовых (повторно применяемых) конструктивных решений;
- затраты, предусмотренные действующими нормативными документами в сфере ценообразования для выполнения работ при строительстве объекта в нормальных (стандартных) условиях, не осложненных внешними факторами;
- затраты на приобретение строительных материалов и оборудования, затраты на оплату труда рабочих и эксплуатацию строительных машин (механизмов); накладные расходы и сметную прибыль; затраты на строительство временных зданий и сооружений; дополнительные затраты на производство работ в зимнее время; затраты, связанные с получением заказчиком и проектной организацией исходных данных, технических условий на проектирование, проведение необходимых согласований по проектным решениям; расходы на страхование (в том числе строительных рисков);

– затраты на проектно-изыскательские работы и экспертизу проекта, содержание службы заказчика строительства и строительный контроль, резерв средств на непредвиденные работы и затраты.

При определении стоимости возведения объекта был использован НЦС 81-02-02 «Административные здания»

Прогнозная стоимость строительства с чистовой отделкой общей площадью 2694,25 кв.м.

Определение прогнозной стоимости планируемого к строительству объекта в региональном разрезе рекомендуется осуществлять с применением коэффициентов, учитывающих регионально-экономические, регионально-климатические, инженерно-геологические и другие условия осуществления строительства по формуле:

$$C_{\text{ПР}} = \left[\left(\sum_{i=1}^N \text{НЦС}_i \times M \times K_C \times K_{\text{тр}} \times K_{\text{рег}} \times K_{\text{зон}} \right) + 3p \right] \times I_{\text{ПР}} + \text{НДС} \quad (6.1)$$

где НЦС_i - используемый показатель государственного сметного норматива - укрупненного норматива цены строительства по конкретному объекту для базового района (Московская область) в уровне цен на начало текущего года;

N - общее количество используемых показателей государственного сметного норматива - укрупненного норматива цены строительства по конкретному объекту для базового района (Московская область) в уровне цен на начало текущего года;

M - мощность планируемого к строительству объекта (общая площадь, количество мест, протяженность и т.д.);

$I_{\text{ПР}}$ - прогнозный индекс, определяемый в соответствии с МДС 81-02-12-2011 на основании индексов цен производителей по видам экономической деятельности по строке «Капитальные вложения (инвестиции)», используемых для прогноза социально-экономического развития Российской Федерации;

$K_{тр}$ - коэффициент перехода от цен базового района (Московская область) к уровню цен субъектов Российской Федерации, применяемый при расчете планируемой стоимости строительства объектов, финансируемых с привлечением средств федерального бюджета, определяемых на основании государственных сметных нормативов - нормативов цены строительства; величина указанных коэффициентов перехода ежегодно устанавливается приказами Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации;

$K_{рсз}$ - коэффициент, учитывающий регионально-климатические условия осуществления строительства (отличия в конструктивных решениях) в регионах Российской Федерации по отношению к базовому району (Приложение №1 к МДС 81-02-12-2011) = 1,09;

K_c - коэффициент, характеризующий удорожание стоимости строительства в сейсмических районах Российской Федерации (Приложение №3 к МДС 81-02-12-2011) = 1,0;

$K_{зон}$ - коэффициент зонирования, учитывающий разницу в стоимости ресурсов в пределах региона (Приложение №2 к МДС 81-02-12-2011) = 1,0;

$НДС$ - налог на добавленную стоимость = 18%.

Определение значения прогнозного индекса-дефлятора рекомендуется осуществлять по формуле:

$$I_{пр} = I_{н.стр.} / 100 \times (100 + \frac{I_{н.л.л.} - 100}{2}) / 100 = 104,2 / 100 \times (100 + \frac{104,5 - 100}{2}) / 100 = 1,06$$

где $I_{н.стр.}$ - индекс цен производителей по видам экономической деятельности по строке «Капитальные вложения (инвестиции)», используемый для прогноза социально-экономического развития Российской Федерации, от даты уровня цен, принятого в НЦС, до планируемой даты начала строительства, в процентах;

$I_{н.л.л.}$ - индекс цен производителей по видам экономической деятельности по строке «Капитальные вложения (инвестиции)», используемый для прогноза

социально-экономического развития Российской Федерации, на планируемую продолжительность строительства объекта в процентах.

Таблица 6.1 – Определение стоимости строительства

| № п/п | Наименование показателя | Обоснование | Ед изм. | Кол. | Стоимость ед. изм. по состоянию на 01.01.2014. тыс. руб. | Стоимость в текущем (прогножном) уровне. тыс. руб. |
|-------|---|--|---------|---------|--|--|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| 1 | Стоимость общей площади | НЦС 81-02-02 2014 Таблица 02-02-001. расценка 02-02-001-01 | 1 кв.м. | 2694.25 | 40.11 | 108066.3675 |
| 4 | Коэффициент на сейсмичность | МДС 81-02-12-2011. Приложение 3 | | | 1.00 | |
| 5 | Стоимость строительства а с учетом сейсмичности | | | | | 108066.3675 |
| | Поправочные коэффициенты | | | | | |
| 6 | Поправочный коэффициент перехода от базового района (Московская область) к ТЕР Красноярского края (1 зона) | МДС 81-02-12-2011. Приложение 2 | | | 1.00 | |
| 7 | Регионально-климатический коэффициент | МДС 81-02-12-2011. Приложение 1 | | | 1.09 | |
| | Стоимость строительства с учетом сейсмичности. территориальных и регионально-климатических условий | | | | | 117792.3406 |
| | Продолжительность строительства | | мес. | 13.5 | | |
| | Начало строительства | 01.03.2016 | | | | |
| | Окончание строительства | 15.04.2017 | | | | |
| | Расчет индекса-дефлятора на основании показателей Минэкономразвития России: Ин.стр. с 2014 по 2016 = 104.2%; Ипл.п. с 2015 по 2017 = 104.5% | Информация Министерства экономического развития Российской Федерации | | | 1.06 | |
| | Всего стоимость строительства с учетом срока строительства | | | | | 124859.881 |
| | НДС | Налоговый кодекс Российской Федерации | % | 18 | | 22474.77858 |
| | Всего с НДС | | | | | 147334.6596 |

6.2 Локальный сметный расчет на определенный вид работы

Локальные сметы составляют на отдельные виды работ и затрат на основе объемов строительных работ по чертежам, спецификациям и другой документации в строительстве принятых методов производства работ. Они делятся на общестроительные, специальные, внутренние санитарно – технического оборудования, монтаж оборудования. В данной дипломной работе представлен локальный сметный расчет на устройство монолитных плит перекрытий.

Сметная документация составлена на основании МДС 81-35.2004 «Методические указания по определению стоимости строительной продукции на территории Российской Федерации».

Для составления сметной документации применены территориальные единичные расценки на строительные и монтажные работы строительства объектов промышленно – гражданского назначения, составление в нормах и базисных ценах 2001г. (редакция 2010).

При составление локальной сметы был использован базисно – индексный метод.

Сметная стоимость пересчитана в текущий уровень на 1 кв. 2017г. с использованием индекса пересчета сметной стоимости.

Сметная стоимость возведения надземной части здания по локальному сметному расчету составила 18367305,61 руб.

Для составления ЛСР использовалась калькуляция трудовых затрат и заработной платы.

6.2.1 Анализ ЛСР на возведение надземной части здания

Был проведен анализ структуры по составным частям локального сметного расчета.

Таблица 6.2 – Структура локального сметного расчета по составным элементам

| Элементы | Сумма, руб. | В тек.ценах | Удельный вес, % |
|---------------------------|-------------|-------------|-----------------|
| Прямые затраты, всего | 2518550.6 | 16723175.98 | 76.60 |
| в том числе: | | | |
| материалы | 2310099.17 | 15339058.49 | 70.26 |
| эксплуатация машин | 95092.51 | 631414.2664 | 2.89 |
| основная заработная плата | 125491.66 | 833264.6224 | 3.82 |
| Накладные расходы | 131971.35 | 876289.764 | 4.01 |
| Сметная прибыль | 81355.46 | 540200.2544 | 2.47 |
| Непредвиденные затраты | | 362793.32 | 1.66 |
| НДС | | 3330442.68 | 15.25 |
| ИТОГО | | 18367305,61 | 100 |

На рисунке 6.1 представлена структура локального сметного расчета по составным элементам

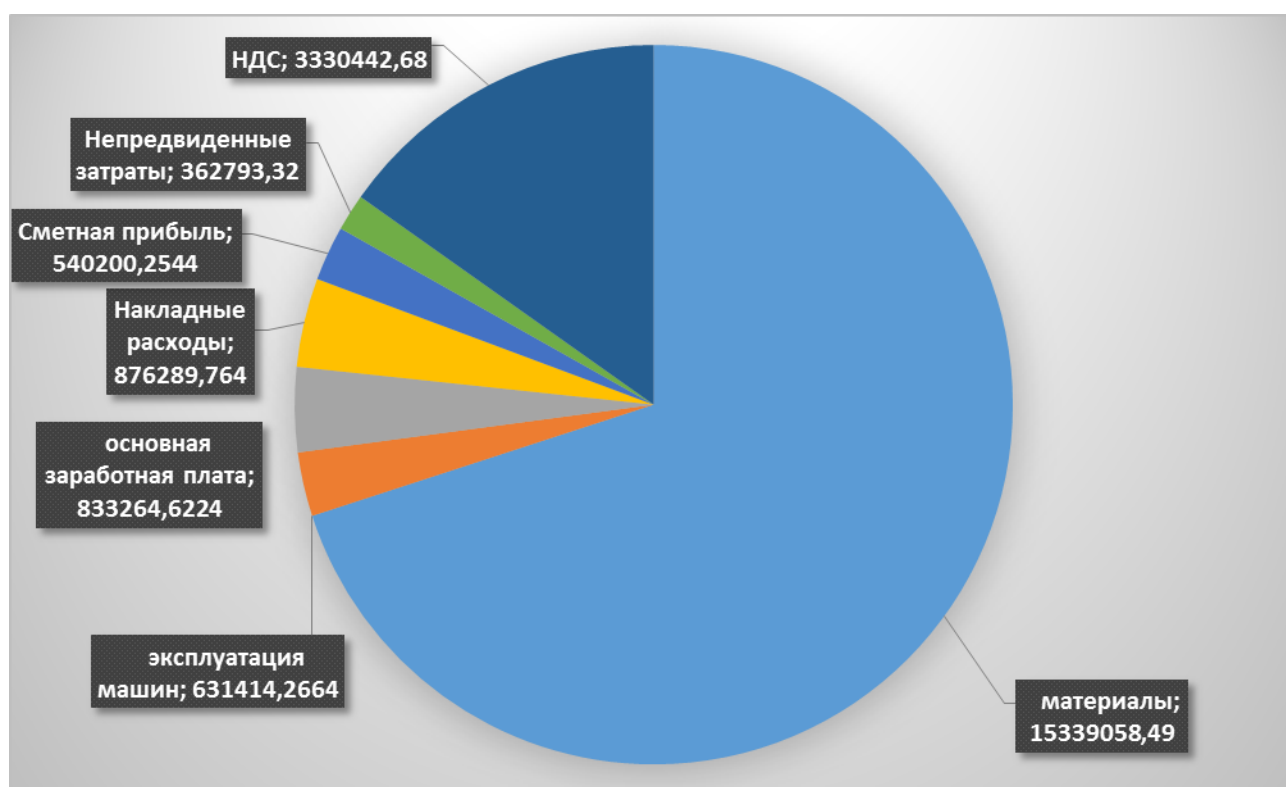


Рисунок 6.1 - Структура сметной стоимости по экономическим элементам

Из представленной диаграммы видно, что по структуре локального сметного расчета основные затраты приходятся на материальные ресурсы в размере 15339058.49 рублей, что составляет 70% от общей стоимости общестроительных работ.

6.3 Техничко-экономические показатели проекта

Техничко-экономические показатели являются обоснованием технических, технологических, планировочных и конструктивных решений и составляют основу каждого проекта. Техничко-экономические показатели служат основанием для решения вопроса о целесообразности строительства объекта при запроектированных параметрах и утверждения проектной документации для строительства.

Таблица – 6.3 Техничко-экономические показатели.

| Наименование показателей, единицы измерения | Значение |
|--|---------------------|
| Площадь застройки. м ² | 2694.25 |
| Количество этажей. шт. | 2.00 |
| Высота этажа. М | 3.3 и 9.6 |
| Строительный объем. всего. м ³ в том числе надземной части | 10406.23 6971.06 |
| Общая площадь. м ² | 2694.25 |
| Рабочая площадь. м ² | 2496.27 |
| Коэффициент отношения рабочей площади к общей | 0.92 |
| Планировочный коэффициент | 0.92 |
| Объемный коэффициент | 4.17 |
| Прогнозируемая стоимость строительства всего руб. | 147334657,11 |
| Прогнозируемая стоимость 1 м ² площади (общей) | 54684.85 |
| Прогнозируемая стоимость 1 м ² площади (рабочей) | 59021.92 |
| Прогнозируемая стоимость 1 м ³ строительного объема | 14158.31 |
| Продолжительность строительства мес. | 8,4 |

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проект здания МРЭО ГИБДД в г. Красноярске соответствует требованиям строительных норм и правил, предъявляемых к конструктивным, объёмно-планировочным инженерным решениям, а также к решениям по обеспечению безопасности для административных зданий.

В плане проектируемое здание в осях имеет размеры длина – 39440 мм, ширина – 32840мм, высотой 15,375 м, высота 1 этажа – 3,3 м высота экзаменационного зала – 9,6м, под зданием находится подвал высотой 2,55м. Ограждающие конструкции, согласно проведенному теплотехническому расчету, приняты толщиной 610 мм, в качестве утеплителя применен пенополиуретан толщиной 11 мм.

Наружные стены толщиной 610 мм из кладки колодцевого типа. Наружный слой – лицевой кирпич толщиной 120 мм; утеплитель пенополиуретан плотность 40 кг/м³, толщиной 11 мм. Внутренний слой полнотелый глиняный кирпич толщиной 380 мм.

Конструктивное решение здания, также как и объёмно-планировочное, должно быть функционально и технически целесообразным, экономическим в строительстве и эксплуатации. Конструктивное решение влияет на внешний вид здания, его интерьеры и, следовательно, является важнейшим фактором, определяющим архитектурную выразительность здания.

В данном проекте применяется бескаркасная схема с несущими продольными и поперечными стенами. Планировочные и конструктивные решения основываются на единой модульной системе (ЕМС), позволяющей сохранить многообразие объёмно-планировочных и конструктивных элементов здания. Для создания целесообразной конструктивной схемы здания, эффективного применения конструктивных типовых элементов, упрощения монтажных работ и снижения их трудоемкости применяется группировка однотипных по геометрическим параметрам помещений (кабинет адвоката, кабинет судей, архивы т.п.) с унифицированной модульной сеткой и выделение большепролетных зальных помещений в отдельных частях здания.

В качестве несущих конструкций перекрытий применены железобетонные изделия заводского изготовления – многопустотные панели с крупными пустотами, толщиной 220 мм.

В составе проекта выполнен расчет монолитного участка междуэтажной лестничной площадки.

В соответствии с грунтовыми условиями и заданием был произведен сравнительный расчет сборного ленточного фундамента и ленточного свайного. По сравнению технико-экономических показателей двух вариантов фундаментов был выбран фундамент сборный ленточный фундамент.

В разделе Технология и организация строительного производства разработаны технологическая карта, строительный генплан. Технологическая карта предусматривает производство работ по устройству надземной части здания. В качестве грузоподъемного механизма выбран кран МКГ-30. Работы

ведутся в 2 смены, комплексной бригадой из 12 человек. Продолжительность работ по календарному графику составляет 8,4 месяца, выработка на одно рабочего в смену 1.2 м³.

В проекте также разработан СГП на период возведения надземной части. На территории строительной площадки запроектированы: бытовой городок, открытые и закрытые склады, площадки для приема бетонной смеси, площадка для мусора, площадка для мойки колес, КПП. Для обеспечения стройплощадки и самого здания инженерными сетями был запроектированы постоянные и временные наружные коммуникации. На стройплощадке размещен кран и определены его зоны действия, опасная и монтажные зоны. Площадь территории строительства составляет 5190 м².

При составлении бакалаврской работе были рассчитаны: локальная смета на возведение надземной части здания, была рассчитана прогнозная стоимость здания ГИБДД, которая составила 147334657,11руб.

Список используемых источников

1. СТО 4.2-07-2014 Система менеджмента качества. Общие требования к построению, изложению и оформлению документов учебной деятельности. – Взамен СТО 4.2-07-2012; введ. 30.12.2013. – Красноярск: ИПК СФУ, 2014. – 60с.
2. ГОСТ 21.501 – 2011 Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений. – Взамен ГОСТ 21.501 – 93; введ. с 1.05.2013. – Москва: Стандартинформ, 2013. – 45с.
3. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23.02.-2003. – Введ. 1.01.2012. – М.: ООО «Аналитик», 2012. – 96с.
4. СП 118.13330.2012 Общественные здания и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 31-06-2009. – Введ. 01.09.2014 г. — М.: ФАУ ФЦС, 2012.— 77 с. СП 29.13330.2011 Полы. Актуализированная редакция СНиП 2.03.13 -88. – Взамен СП 29.13330.2010; введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 64с.
5. ГОСТ Р 21.1101 – 2013 Система проектной документации для строительства. Основные требования к проектной и рабочей документации. – Взамен ГОСТ Р 21.1101 – 2009; введ. с 11.06.2013. – Москва: Стандартинформ, 2013. – 55с
6. Положение о составе разделов проектной документации и требования к их содержанию (утверждено Постановлением Правительства Российской Федерации от 16 февраля 2008г. №87).
7. ГОСТ 2.304-81 с изм. №№1,2. Единая система конструкторской документации. Шрифты чертежные. – Введ. 01.01.82. – Москва: Стандартинформ, 2007. -21с.
8. ГОСТ 2.301 – 68* Единая система конструкторской документации. Форматы (с Изменениями №№ 1, 2, 3). Межгосударственный стандарт. – Взамен ГОСТ 3450-60; введен 01.01.71. - Москва: Стандартинформ, 2007. – 4с.
9. СП 17.13330.2011 Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-26-76. – Взамен СП 17.13330.2010; введ. 20.05.2011. - М.: ОАО ЦПП, 2010. – 74с.
10. СП 131.13330.2012 Строительная климатология редакция СНиП 23-01-99. – Взамен 131.13330.2011; введ. 01.01.2013. М.: НИИСФ РААСН, 2012. – 113с.
11. ГОСТ Р 54257 – 2010 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования ; введ. с 01.09.2011. – М.: ОАО "НИЦ "Строительство", 2011. – 22с.
12. СП 12.13130.2009 Определение категории помещений, зданий и наружных установок по взрывопожарной и пожарной опасности; введ. 25.03.2009. – М.: ФГУ ВНИИПО МЧС России, 2009. – 35с.

13. СП 1.13130.2009 Системы противопожарной защиты эвакуационные пути и выходы; введ. 25.03.2009. – М.: ФГУ ВНИИПО МЧС России, 2009. – 47с.
14. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – Введ. 01.01.2013. – М.: Минрегион России, 2012.
15. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*. – Введ. 01.01.2013. – М.: Минрегион России, 2012.
16. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Взамен СП 20.13330.2010; введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. -90с.
17. Добромыслов, А.Н. Примеры расчета конструкций железобетонных инженерных сооружений / А.Н. Добромыслов. – М.: АСВ, 2010. – 269 с.
18. Плевков, В.С. Железобетонные и каменные конструкции сейсмостойких зданий и сооружений: учебное пособие / В.С. Плевков, А.М. Мальганов, И.В. Балдин; ред. В.С. Плевков. – М.: АСВ, 2010. – 289с.
19. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс: учеб. для студентов вузов по спец. «Промышленное и гражданское строительство» / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: ООО БАСТЕТ, 2009. – 768с.
20. Железобетонные и каменные конструкции: учеб. для студентов вузов направления «Строительство», спец. «Промышленное и гражданское строительство» / В.М. Бондаренко [и др.]; под ред. В.М. Бондаренко. – Изд.
21. 5-е, стер. – М.: Высшая школа, 2008. -887с.
22. Щербаков, Л.В. Примеры расчета элементов железобетонных конструкций: методические указания к курсовому проекту для студентов специальности 270102 – «Промышленное и гражданское строительство» / Л.В. Щербаков, О.П. Медведева, В.А. Яров. – Красноярск: КрасГАСА, 2005. – 112с.
23. Колдырев, В.И. Пример расчета и конструирования монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами: методические указания к курсовому проекту для студентов специальности 290300 – «Промышленное и гражданское строительство» / В.И. Колдырев, С.Н. Абовская, Л.В. Щербаков, О.П. Медведева. – Красноярск: КрасГАСА, 2004. – 48с.
24. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83. - Взамен СП 22.13330.2010; введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 162с.
25. СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий сооружений /Госстрой России. - М: ГУП ЦПП, 2005. -130 с.
26. Козаков,Ю.Н. Проектирование фундаментов в особых условиях: метод. указания к дипломному проектированию/ Ю.Н.Козаков. - Красноярск: КрасГАСА, 2004. - 72 с.

27. Козаков, Ю.Н. Проектирование фундаментов неглубокого заложения: метод. указания к курсовому и дипломному проектированию / Ю.Н. Козаков, Г.Ф. Шишканов. — Красноярск: КрасГАСА, 2003. - 60с.
28. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01 – 87. – Введ. 01.01.2013. – М.: ОАО ЦПП, 2013. – 280 с.
29. Гребенник, Р.А. Монтаж строительных конструкций, зданий и сооружений: учебное пособие / Р.А. Гребенник, В.Р. Гребенник. - М.: АСВ, 2009. — 312с.
30. Вильман, Ю.А. Технология строительных процессов и возведения зданий. Современные прогрессивнее методы: учебное пособие для вузов / Ю.А. Вильман. – Изд. 2-е, перераб. и доп. — М.: АСВ, 2008. — 336с.
31. Справочник строителя. Строительная техника, конструкции и технологии / Ф. Хансйорг [и др.]; под ред. А.К. Соловьева — М.: Техносфера, 2008. - 856с.
32. Методические рекомендации по разработке и оформлению технологической карты МДС 12-29.2006. – М.: ЦНИИОМТП, 2007. – 9с.
33. Хамзин, С.К. Технология строительного производства. Курсовое и дипломное проектирование: учебное пособие для студентов строит, вузов / С.К. Хамзин, А.К. Карасев. - М.: ООО «Бастет», 2007. -216с.
34. Анпилов, С.М. Опалубочные системы для монолитного строительства: учебное пособие для вузов / С.М. Анпилов. - М.: АСВ, 2005. - 280с.
35. Теличенко, В.И. Технология строительных процессов: учебник для строительных вузов в 2ч. Ч.1 / В.И. Теличенко, О.М. Терентьев, А.А. Лapidус. - М.: Высшая школа, 2005. - 392с.
36. Теличенко, В.И. Технология строительных процессов: учебник для строительных вузов в 2ч. Ч.2/ В.И. Теличенко, О.М. Терентьев. А.А. Лapidус. - М.: Высшая школа, 2005. - 392с.
37. Каталог схем строповок конструкций зданий и сооружений территориальных каталогов ТК-1-1.88 и ТК-1-2 и строительных материалов в контейнерах. - М.: МК ТОСП, 2002. -58с.
38. Каталог средств монтажа сборных конструкции здания и сооружений. -М.: МК ТОСП, 1995. - 64с.
39. ЕНиР: Комплект / Госстрой СССР. - М.: Стройиздат, 1987.
40. Карты трудовых процессов. Комплект / Госстрой СССР - М.: Стройиздат, 1984.
41. СН 509-78. Инструкция по определению экономической эффективности использования в строительстве новой техники, изобретений и рационализаторских предложений.- Введ. 01.01.1979. – М.: Стройиздат 1979. – 62с.
42. СП 48.13330.2011 Организация строительства. Актуализированная редакция. – Введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011.

43. Баронин, С.А. Организация, планирование и управление строительством. учебник / С.А. Баронин, П.Г. Грабовый, С.А. Болотин. – М.: Изд-во «Проспект», 2012. – 528с.
44. Терехова, И.И. Организационно-технологическая документация в строительстве: учебно-методическое пособие для практических занятий, курсового и дипломного проектирования/ И.И. Терехова, Л.Н. Панасенко, Н.Ю. Клиндух. - Красноярск: Сиб. федер. ун-т, 2012. - 40 с.
45. МДС 12 - 46.2008. Методические рекомендации по разработке и оформлению проекта организации строительства, проекта организации работ по сносу (демонтажу), проекта производства работ.- М.: ЦНИИОМТП, 2009.
46. Болотин, С.А. Организация строительного производства : учеб, пособие для студ. высш. учеб, заведений / С.А.Болотин, А.Н.Вихров. - М.: Издательский центр « Академия», 2007. - 208с.
47. РД-11-06-2007. Методические рекомендации о порядке разработки проектов производства работ грузоподъемными машинами и технологических карт погрузочно-разгрузочных работ. – Введ. 01.07.2007.
48. Организация, планирование и управление строительным производством: учебник. / Под общ.ред.проф П.Г. Грабового. – Липецк: ООО «Информ», 2006. - 304с.
49. "О саморегулируемых организациях". Федеральный закон от 1 декабря 2007 г. № 315-ФЗ.
50. Градостроительный кодекс Российской Федерации. Федеральный закон от 29.12.2004 г № 190 - ФЗ. - М.: Юрайт- Издат. 2006. - 83 с.
51. СНиП 12-03-2001. Безопасность труда в строительстве: в 2ч. Общие требования. - Взамен СНиП 12-03-99; введ. 2001-09-01. - М.: Книга - сервис, 2003.
52. СНиП 12-04-2002. Безопасность труда в строительстве: в 2ч. Ч.2. Строительное производство. - Взамен разд. 8-18 СНиП III-4-80.* введ.2001-09-01. - М.: Книга-сервис, 2003.
53. Дикман, Л.Г. Организация строительного производства: учеб. для строит, вузов / Л.Г.Дикман. - М.: АСВ, 2002. - 512 с.
54. СНиП 1.04.03-85*. Нормы продолжительности строительства и заделов в строительстве предприятий, зданий и сооружений: в 2ч. - Госстрой России – М.: АПП ЦИТП, 1991.
55. Экономика отрасли (строительство): методические указания к выполнению курсовой работы / И.А. Саенко, Е.В. Крелина, Н.О. Дмитриева. - Красноярск: Сиб. федер. ун-т, 2012.
56. Ардзинов, В.Д. Сметное дело в строительстве: самоучитель./ В.Д. Ардзинов, Н.И. Барановская, А.И. Курочкин. - СПб.: Питер, 2009. -480 с.
57. Саенко И.А. Экономика отрасли (строительство): конспект лекций – Красноярск, СФУ, 2009.
58. Ардзинов, В.Д. Как составлять и проверять строительные сметы/ В.Д. Ардзинов. - СПб.: Питер 2008. – 208с.

59. Барановская, Н.И. Основы сметного дела в строительстве: учеб.пособие для образовательных учреждений./ Н.И. Барановская, А.А. Котов. - СПб.: ООО «КЦЦС», 2005. – 478с.
60. МДС 81-35.2004. Методика определения стоимости строительной продукции на территории Российской Федерации. - Введ. 2004-03-09. — М.: Госстрой России, 2004.
61. МДС 81-33.2004. Методические указания по определению величины накладных расходов в строительстве. - Введ. 2004-01-12. - М.: Госстрой России, 2004.
62. ГСН 81-05-01-2001. Сборник сметных норм затрат на строительство временных зданий и сооружений. - Введ. 2001-05-15. - М.: Госстрой России, 2001.
63. ГСН 81-05-02-2001. Сборник сметных норм дополнительных затрат при производстве строительно-монтажных работ в зимнее время. - Введ. 2001-06-01. - М.: Госстрой России, 2001.
64. МДС 81-25.2001..Методические указания по определению величины сметной прибыли в строительстве. - Введ. 2001-02-28. - М.: Госстрой России, 2001.
65. Программный комплекс «Гранд-смета».